

HETEROGENEIDADE TRANSITÓRIA DO SOLO

Um novo conceito

ANA CAROLINA TEIXEIRA DE MAGALHÃES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António Campos e Matos

Coorientador: Engenheira Carmina Costa

JUNHO DE 2015

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2014/2015

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meus Pais e irmã

Intelligence is the ability to adapt to change

Stephen Hawking

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Engenheiro António Campos e Matos pela orientação e conhecimentos transmitidos, assim como pela prontidão com que sempre fui recebida no GEG – Gabinete de Estruturas e Geotecnia, Lda.

À Engenheira Carmina Costa pela informação disponibilizada, auxílio e interesse demonstrado no sucesso deste trabalho.

Ao Professor José Couto Marques pela atenção e disponibilidade com que esclareceu dúvidas aquando da modelação numérica.

Ao Renato Fernandes pela ajuda na iniciação ao *software* utilizado.

Aos meus pais e irmã por serem a base da minha educação e crescimento, e sobretudo por acreditarem em mim.

Aos meus amigos que encontrei na FEUP e me acompanharam ao longo destes 5 anos, à Sara, Dolores, Ana Filipa, Susana, Raquel, Emanuel, Filipe, Ricardo e André, os Lello's, pela boa disposição, companheirismo e entreaajuda.

Aos meus amigos Isabel, Raquel, Regina, Vítor, Daniel, Vânia e Cristóvão por mesmo longe, estarem perto ao longo destes 5 anos.

Ao Bruno, por ser das pessoas que mais acredita em mim, pela paciência e amor incondicional.

RESUMO

A análise da estabilidade de encostas é um assunto recorrente em estudos geotécnicos, com especial interesse em zonas com topografia e morfologia especiais, como é o caso da Região Demarcada do Douro (RDD). Os fenómenos de instabilidade característicos desta região exprimem-se por deslizamentos de massas de terreno e/ou quedas de estruturas de suporte, na sua grande maioria associados a situações pluviométricas específicos.

Com base na observação de diversos deslizamentos, parece evidente que estes são consequência da redução dos parâmetros da resistência provocados pela penetração e humidificação da água das chuvas nos solos, mais do que do aumento das pressões da água nestes.

No entanto, sendo a precipitação um fenómeno com características variáveis no tempo, é fundamental ter em consideração o efeito da penetração e humidificação com carácter transitório. Como é sabido, o teor de humidade é o parâmetro físico fundamental de um determinado solo fino, servindo de referência na antecipação de certas tendências do seu comportamento mecânico através dos Limites de Atterberg. Para além disso, o comportamento mecânico e hidráulico dos solos não saturados depende do teor de humidade, na medida em que a este está associado o fenómeno da sucção, que lhes confere uma coesão aparente. Estes são consequência da permeabilidade do maciço e da posição do nível freático, sofrendo variações no tempo e no espaço consoante os agentes externos atuantes. Assim sendo, a consideração do efeito transitório da chuva, isto é, da precipitação verificada, não só no período estudado, como no seu antecedente, desempenha um papel preponderante na resistência ao corte deste tipo de solos.

De facto, o conhecimento das particularidades e consequências do fenómeno da chuva constitui a base para um melhor e mais eficiente controlo da estabilidade deste tipo de encostas e consequentemente, a minimização dos custos associados à construção e manutenção das mesmas, salientando a importância da gestão de risco residual.

Neste trabalho pretende-se demonstrar a evolução dos fatores de segurança em função do tempo quando os solos são submetidos a diferentes períodos de chuva, e evidenciar a importância da heterogeneidade mecânica que os solos apresentam de forma transitória - Transient Soil Heterogeneity.

Com o intuito de estudar estes fenómenos assim como sintetizar esta metodologia é definida uma geometria e um zonamento geotécnico de um perfil-tipo de uma encosta da Região Demarcada do Douro baseado nas características geológicas e mecânicas do terreno. O programa utilizado é uma ferramenta de cálculo automático denominada Slide 6.0v da Rocscience, Inc. que, com base em métodos de equilíbrio limite, avalia a estabilidade de um dado modelo ao longo do tempo. Assim, o estudo centra-se na análise da estabilidade de um perfil-tipo da encosta quando sujeita a diferentes padrões de chuva com posterior retro-análise.

PALAVRAS – CHAVE: risco, encostas em solos finos, coesão aparente, estabilidade

ABSTRACT

The analysis of slope stability is a recurring theme in geotechnical studies with special interest in areas with a special morphology and topography such as the case of the Região Demarcada do Douro. The characteristic phenomena of instability of this region are expressed by masses slips of land and /or of support structures falls, mostly associated with unusual rainfall situation.

Based on the observation of several slips it seems clear that they are a consequence of the reduced cohesion caused by the penetration and humidification of the rainwater in the soil, rather than the increase of water pressures in these.

However, the precipitation being a phenomenon with varying characteristics in time it is essential to take into account the effect of penetration and humidification with a transitory character. As is known, the moisture content is the fundamental physical parameter of a particular fine soil, serving as a reference in anticipation of certain trends of its mechanical behavior through the Atterberg Limits. Furthermore, the mechanical and hydraulic behavior of unsaturated soils depends on moisture content, to the extent that this is associated with the suction phenomenon, giving them an apparent cohesion. These are a consequence of the permeability of the massive and the water table position, suffering variations in time and space depending on the active external agents. Therefore the consideration of the transitional effect of the rain, that is, the precipitation recorded not only in the period studied, as in his previous plays a major role in cut resistance to this type of soils.

Indeed, the knowledge of the particularities and the consequences of the rain phenomenon is the basis for a better and more efficient control of the stability of this kind of slopes and consequently minimizing the costs associated with construction and the maintenance of them, stressing the importance of residual risk management.

This paper aims to demonstrate the evolution of safety factors depending of the time when soils are subjected to different periods of rain, and to highlight the importance of mechanical heterogeneity that the soils present in a transitory way- Transient Soil Heterogeneity.

In order to study these phenomena as well as synthesize this methodology, it is defined as geometry and geotechnical zoning of a standard profile of the slope based on the geological and mechanical characteristics of the soil. The program used is an automatic calculation tool called the Slide 6.0v Rocscience, Inc. that based on limit equilibrium methods assesses the stability of a particular model over time. Thus, the study focuses on the analysis of the stability of a standard profile slope when subjected to different patterns of rain with a subsequent retro-analysis.

KEYWORDS: Risk, Slopes in fine soils, Apparent cohesion, Stability

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
 1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. ÂMBITO E OBJETIVOS.....	2
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	3
 2. REGIÃO DEMARCADA DO DOURO	5
2.1. RESENHA HISTÓRICA DA REGIÃO.....	5
2.2. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA.....	6
2.3. CARACTERIZAÇÃO CLIMATÉRICA	7
2.4. TIPOS DE VINHA.....	9
2.4.1. VINHA PRÉ-FILOXERA E PÓS-FILOXERA	9
2.4.2. VINHA TRADICIONAL (“A EITO”).....	10
2.4.3. VINHA EM PATAMARES.....	10
2.4.3.1. Vinha em Patamares de Dois Bardos.....	11
2.4.3.2. Vinha em Patamares de Um Bardos	11
2.4.4. VINHA AO ALTO.....	12
2.4.5. VINHA EM MICROPATAMARES	13
 3. SOLOS NÃO SATURADOS	15
3.1. IMPORTÂNCIA DO ESTUDO.....	15
3.2. ESTRUTURA DOS SOLOS NÃO SATURADOS.....	15
3.2.1. FASES CONSTITUINTES DOS SOLOS NÃO SATURADOS	15
3.2.1.1. Membrana Contráctil.....	16
3.3. CAPILARIDADE NOS SOLOS	17
3.4. SUCÇÃO	18
3.4.1. CURVA DE RETENÇÃO DO SOLO	18
3.4.1.1. Forma da Curva de Retenção de um Solo	19
3.4.1.2. Fatores que Influenciam a Curva de Retenção de um Solo	19

3.4.1.3. Equações Representativas da Curva de Retenção de um Solo	22
3.5. ESTADO DE TENSÃO DE UM PONTO DO SOLO NÃO SATURADO	23
3.6. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	24
3.6.1. ROTURA EM SOLOS SATURADOS	24
3.6.2. ROTURA EM SOLOS NÃO SATURADOS	24
3.6.2.1. Modelos Propostos para a Previsão da Resistência ao Cisalhamento dos Solos Não Saturados	27
3.6.3. ROTURA EM TENSÕES TOTAIS	28

4. HETEROGENEIDADE TRANSITÓRIA DO SOLO – TRANSIENT SOIL HETEROGENEITY

31

4.1. CONCEITO	31
4.2. PERMEABILIDADE E PERCOLAÇÃO	32
4.3. TEOR DE HUMIDADE	32
4.3.1. INFLUÊNCIA DA PRECIPITAÇÃO NA VARIAÇÃO DO TEOR DE HUMIDADE	33
4.3.2. INFLUÊNCIA DA INFILTRAÇÃO NA VARIAÇÃO DO TEOR DE HUMIDADE	33
4.3.2.1. Fatores que Afetam a Capacidade de Infiltração	34
4.3.2.2. Modelos Empíricos para o Cálculo da Taxa de Infiltração	36
4.3.2.3. Relação entre a Sucção e o Processo de Infiltração	37
4.4. LIMITES DE ATTERBERG	38
4.4.1. ÍNDICE DE PLASTICIDADE	39
4.5. PERDA DE RESISTÊNCIA NOS SOLOS FINOS (LIMITES DE ATTERBERG)	40

5. ESTABILIDADE GLOBAL DE TALUDES

45

5.1. INTRODUÇÃO	45
5.2. TIPOS DE ROTURA	45
5.3. FATOR DE SEGURANÇA	46
5.4. ANÁLISES DE ESTABILIDADE	47
5.4.1. MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE	47
5.4.2. MÉTODO DAS FATIAS	48
5.4.2.1. Método de Bishop Simplificado (1955)	49
5.4.2.2. Método de Morgenstern-Price (1965)	50
5.4.2.3. Método de Janbu Simplificado (1972)	51
5.4.2.4. Análise Comparativa dos Métodos Apresentados	52

5.4.3. MÉTODOS DOS ELEMENTOS FINITOS	53
5.5. FATORES QUE CONTRIBUEM PARA A INSTABILIDADE DE TALUDES	54
5.5.1. EFEITO DA ÁGUA NA INSTABILIDADE DE TALUDES	57
5.6. ANÁLISE DE PRECIPITAÇÃO.....	58
5.6.1. RETRO-ANÁLISE.....	58
5.6.2. ANÁLISE DETALHADA DAS ÁREAS DE RISCO	61
 6. RISCO GEÓTECNICO.....	 63
6.1. INTRODUÇÃO.....	63
6.2. CONCEITOS DE RISCO E GESTÃO DE RISCO	63
6.3. CASO DA REGIÃO DEMARCADA DO DOURO	66
6.3.1. MINIMIZAÇÃO DOS RISCOS ASSOCIADOS À ESTABILIDADE DE TALUDES NA RDD	68
6.3.1.1. Drenagem Superficial e Profunda	68
6.3.1.2. Vegetação	70
 7. CASO DE ESTUDO	 73
7.1. INTRODUÇÃO.....	73
7.1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO	73
7.1.2. ESTUDOS PREVIAMENTE REALIZADOS	74
7.1.3. OBJETIVOS.....	75
7.1.4. SOFTWARE DE CÁLCULO NUMÉRICO	75
7.2. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA EM ESTUDO.....	76
7.2.1. GEOMETRIA DA ENCOSTA	76
7.2.2. ZONAMENTO E CONDIÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS.....	77
7.2.2.1. Complexo Xisto-Grauváquico – Zonas Geotécnicas ZG1, ZG2, ZG3.....	78
7.2.2.2. Aterro – Zona Geotécnica ZG4	78
7.3. DADOS DE INPUT NO PROGRAMA	81
7.3.1. COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE	82
7.3.2. MODELO HIDRÁULICO UTILIZADO	83
7.3.3. NÍVEL FREÁTICO	83
7.3.4. SUPERFÍCIE DE ROTURA	84
7.3.5. CRITÉRIO DE ROTURA	85
7.3.6. SINGULARIDADES APLICADAS AO MODELO	85
7.3.7. ANÁLISE DRENADA E ANÁLISE NÃO DRENADA	85

7.4. PRECIPITAÇÕES IMPOSTAS AO MODELO	86
7.4.1. PRECIPITAÇÃO INTENSA DE CURTA DURAÇÃO	87
7.4.1.1. Período de Estio	87
7.4.1.2. Período Húmido.....	89
7.4.2. PRECIPITAÇÃO MODERADA DE LONGA DURAÇÃO	92
7.4.2.1. Período de Estio	93
7.4.2.2. Período Húmido.....	96
7.4.3. PRECIPITAÇÃO MODERADA SEGUIDA DE PICO	99
7.4.3.1. Período de Estio	99
7.4.3.2. Período Húmido.....	103
7.4.4. RETRO-ANÁLISE	106
7.4.5. CONCEITO HETEROGENEIDADE TRANSITÓRIA DO SOLO	108
 8. CONSIDERAÇÕES FINAIS	111
8.1 CONCLUSÕES.....	111
8.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	112
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	115

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Localização da Região Demarcada do Douro (Bateira et al, 2011)	6
Fig. 2.2 – Litologia da Região Demarcada do Douro (Bateira et al, 2011).....	6
Fig. 2.3 – Perfil de um antrossolo assente na rocha-mãe xisto [5].....	7
Fig. 2.4 – Precipitação anual da Região Demarcada do Douro durante 1950-2000 (base de dados WorldClim em Jones, 2013)	8
Fig. 2.5 – Vinha pré-filoxera (à esquerda) e pós-filoxera (à direita) [6].....	9
Fig. 2.6 – Vinha tradicional “a oito” [7].....	10
Fig. 2.7 – Vinha em patamar de dois bardos [8].....	11
Fig. 2.8 – Vinha com patamar de um bardo [9]	12
Fig. 2.9 – Vinha ao alto [11].....	12
Fig. 2.10– Vinha em Micropatamares [5].....	13
Fig. 3.1 – Fases de um solo (adaptado de Fredlund e Morgenstern, 1977)	16
Fig. 3.2 – Tensão superficial na interface ar-água (Fredlund e Rahardjo, 1993)	16
Fig. 3.3 – Ascensão capilar e pressão neutra num perfil da água num perfil conceptual de um solo não saturado (adaptado de Lu e Likos, 2004).....	17
Fig. 3.4 - Água retida por capilaridade entre duas partículas esféricas (Almeida, 2005)	18
Fig. 3.5 - Forma da curva característica do solo de acordo com a distribuição de tamanho de poros (Marinho, 2005).....	19
Fig. 3.6 – Curva de retenção característica referente a diferentes granulometrias (adaptado de Fredlund e Xing, 1994).....	20
Fig. 3.7 – Histerese da curva de retenção da água (adaptado de Fredlund e Xing, 1994)	20
Fig. 3.8 – Fatores que influenciam a curva característica do solo (Feuerharmel, 2007)	21
Fig. 3.9 – Ilustração conceptual das variáveis do estado de tensão (adaptado de Fredlund e Morgenstern, 1977)	23
Fig. 3.10 – Envolvente de rotura do Critério de Mohr Coulomb expandido (Lu e Likos, 2004).....	25
Fig. 3.11 – Relação entre ϕ^b e a sucção num solo não saturado (Gan, M. et al, 1988)	26
Fig. 3.12 – Representação gráfica da coesão total (Fredlund e Rahardjo, 1993)	26
Fig. 3.13 – Relação entre a curva característica e a envolvente de resistência ao cisalhamento [19]	27
Fig. 3.14 – Critério de Tresca	30
Fig. 4.1 – Infiltração e escoamento superficial durante uma precipitação constante (Lencastre, 2010).....	34
Fig. 4.2 – Curvas típicas da taxa de infiltração para diferentes tipos de solos (adaptado [13])	35
Fig. 4.3 Variação da capacidade de infiltração de um solo para condições iniciais secas e húmidas (adaptado de Aquino, J., 2004).....	35
Fig. 4.4 – Influência da existência de cobertura vegetal na capacidade de infiltração de um solo (adaptado de Aquino, J., 2004).....	36

Fig. 4.5 – Modelo de Green-Ampt (Mercês de Melo, 2008)	36
Fig. 4.6 – Perfil da variação da sucção num solo não saturado submetido a condições fronteira variáveis (adaptado de Lu e Likos, 2004)	37
Fig. 4.7 – Limites de Atterberg (Matos Fernandes, 2006, p. 52)	38
Fig. 4.8 – Relação entre o teor de água e a resistência não drenada para solos finos remoldados (O’Kelly, B., 2013)	40
Fig. 4.9 – Relação entre o teor de humidade e a resistência não drenada para as diferentes amostras do solo	41
Fig. 4.10 – Relação entre o teor de água e a resistência não drenada (Sharma and Bora, 2003)	43
Fig. 5.1 – Tipos de rotura (Abramson et al., 1996)	46
Fig. 5.2 – Tensão resistente e tensão solicitante ao longo de uma superfície de rotura (adaptado de Costa, 2014)	47
Fig. 5.3 – Método das Fatias (Matos Fernandes, 2011, p. 33)	48
Fig. 5.4 – Método de Bishop Simplificado (adaptado de Oliveira, 2014)	50
Fig. 5.5 – Método de Morgenstern e Price (adaptado de Fernandes, 2014)	51
Fig. 5.6 – Método de Janbu Simplificado (adaptado de Costa, 2014)	52
Fig. 5.7 – Fator de correção f_0 (adaptado de Costa, 2014)	52
Fig. 5.8 – Exemplo de elementos finitos num talude	54
Fig. 5.9 – Forças numa massa de solos em iminente deslizamento (Bache e MacAskill em Canedo, 2013)	55
Fig. 5.10 – Papel desempenhado pela vegetação num talude (Morgan and Rickson, 1995)	56
Fig. 5.11 – Ciclo hidrológico (adaptado de Lu e Likos, 2004)	57
Fig. 5.12 – Comparação entre a) Análise comum e b) Retro-análise (Calle, 2000)	58
Fig. 5.13 – Curvas IDF da área de Vila Real (Pereira, 2009)	59
Fig. 5.14 – Relação entre a precipitação de evento de 3 dias com a precipitação de 10 dias antecedentes para a área de Vila Real, normalizados pela precipitação média anual (Pereira, 2009)	60
Fig. 5.15 – Precipitação diária mínima necessária para ultrapassar o limiar de desencadeamento de movimentos de vertente na área de Vila Real no ano climatológico de 2000-2001 (Pereira, 2009)	60
Fig. 6.1 – Organograma de origem das incertezas (Caldeira, 2014)	64
Fig. 6.2 – Principais fases de uma gestão de risco (adaptado de Caldeira, 2014)	65
Fig. 6.3 – Distribuição dos movimentos de vertente da Região Norte (1900 - 2007) (adaptado de Pereira, 2010)	66
Fig. 6.4 – Movimentos de vertente na Região Demarcada do Douro (Bateira e Abreu, 2003)	67
Fig. 6.5 – Drenagem com meias manilhas nas estradas de acesso aos patamares de 1 bardo, cuja inclinação longitudinal e para o bordo interior permite que as águas escurram para a rede de drenagem da parcela, evitando assim a ocorrência de deslizamentos nos talude (SUVIDUR, 2012)	69
Fig. 6.6 – Patamares estreitos cuja horizontalidade provoca por vezes problemas e erosão nos taludes pela ausência de uma drenagem eficaz no sentido longitudinal do patamar (SUVIDUR, 2012)	69

Fig. 6.7 – Correto sistema de drenagem ao longo de uma linha de água (esquerda) e sua destruição a montante para instalação de patamares mecanizáveis (direita), o que veio a refletir-se em graves problemas de erosão nos seus taludes (SUVIDUR, 2012)	70
Fig. 6.8 – Manutenção de vegetação natural no topo da colina para incremento da infiltração da água das chuvas, e de galerias ripícolas (em pormenor na imagem à direita) nas zonas de linha de água como medida de defesa contra a erosão pela diminuição de escorrências superficiais de água e consequentes fenómenos de ravinamento (SUVIDUR, 2012)	71
Fig. 6.9 – Exemplo de ravinamento em taludes de alta dimensão com deficiente sistema de controlo conta a erosão (SUVIDUR, 2012).....	71
Fig. 7.1 – Localização aproximada do muro e encosta afetados (GEG, 2010).....	73
Fig. 7.2 – Assentamento e deslizamento da massa do terreno (GEG, 2010)	74
Fig. 7.3 – Planta topográfica parcial Quinta de Melres - margem sul do Rio Douro (GEG, 2010)	76
Fig. 7.4 – Corte CD: geometria da superfície e zonamento geotécnico – Esc.: 1/1000 (GEG, 2010)..	77
Fig. 7.5 – Curva de retenção do solo adaptada ao modelo teórico de Fredlund e Xing (Cazzola)	81
Fig. 7.6 – Nível freático a) profundo; b) superficial	84
Fig. 7.7 – Localização dos pontos de análise A, B, C na encosta	85
Fig. 7.8 – Evolução do FS_{min} ao longo do tempo para uma chuva pontual de 43.6mm/h – período de estio	88
Fig. 7.9 – Superfície de deslizamento de menor valor de FS pelo método de Janbu Simplificado para uma precipitação pontual – período de estio.....	88
Fig. 7.10 – Evolução do teor de humidade com o tempo para uma chuva pontual de 43.6mm/h – período de estio	89
Fig. 7.11 – Superfície de deslizamento de menor valor de FS pelo método de Janbu Simplificado para uma precipitação pontual – período húmido.....	90
Fig. 7.12– Evolução do FS_{min} ao longo do tempo para uma chuva pontual de 43.6mm/h – período húmido.....	90
Fig. 7.13 – Evolução do teor de humidade com o tempo para uma chuva pontual de 47mm/h – período húmido.....	91
Fig. 7.14 – Pormenor da base do talude - forças de percolação.....	92
Fig. 7.15 – Precipitação considerada no cálculo numérico – Dezembro 2009.....	93
Fig. 7.16 – Evolução do FS_{min} ao longo do tempo para uma chuva moderada – época de estio	93
Fig. 7.17 – Evolução da pressão nos poros com o tempo para uma chuva moderada – época de estio	94
Fig. 7.18– Distribuição da pressão nos poros ao longo da encosta para uma chuva moderada em período de estio	95
Fig. 7.19 – Distribuição do teor de humidade ao longo da encosta para uma chuva moderada em período de estio	95
Fig. 7.20 – Evolução do FS_{min} ao longo do tempo para uma chuva moderada – período húmido.....	96

Fig. 7.21 – - Evolução da pressão nos poros com o tempo para uma chuva moderada – período húmido	96
Fig. 7.22 – Distribuição da pressão nos poros ao longo da encosta para uma chuva moderada em período húmido	98
Fig. 7.23 – Distribuição do teor de humidade ao longo da encosta para uma chuva moderada em período húmido	98
Fig. 7.24 – Limiares de precipitação crítica segundo a função apresentada por Pereira (2009)	99
Fig. 7.25 – Evolução do FS_{min} ao longo do tempo para uma chuva moderada seguida de pico – período de estio	100
Fig. 7.26 – Evolução da pressão nos poros com o tempo para uma chuva moderada seguida de pico – período de estio	100
Fig. 7.27 – Distribuição da pressão nos poros ao longo da encosta para uma chuva moderada seguida de pico em período de estio.....	102
Fig. 7.28 – Distribuição do teor de humidade ao longo da encosta para uma chuva moderada seguida de pico em período de estio.....	102
Fig. 7.29 – Evolução do FS_{min} ao longo do tempo para uma chuva moderada seguida de pico – período húmido	103
Fig. 7.30 – Evolução da pressão nos poros com o tempo para uma chuva moderada seguida de pico – período húmido	103
Fig. 7.31 – Evolução do teor de humidade com o tempo para uma chuva moderada seguida de pico – período húmido	104
Fig. 7.32 – Distribuição da pressão nos poros ao longo da encosta para uma chuva moderada seguida de pico em período húmido	105
Fig. 7.33 – Distribuição do teor de humidade ao longo da encosta para uma chuva moderada seguida de pico em período húmido	105
Fig. 7.34 – Sensibilidade apresentada aos parâmetros de entrada na fase inicial (dia 0) da simulação	106
Fig. 7.35 – Sensibilidade apresentada aos parâmetros de entrada na fase estável (dia 10) da simulação	107
Fig. 7.36 – Sensibilidade apresentada aos parâmetros de entrada na fase estável (dia 13) da simulação	107
Fig. 7.37 – Relação entre a coesão e o teor de água - ensaio de corte direto (GEG, 2010)	108
Fig. 7.38 – Esboço da curva de relação entre a coesão (drenada e não drenada) e os Limites de Atterberg	109
Fig. 7.39 – Comportamento moldável dos materiais recolhidos para ensaios laboratoriais (GEG, 2003)	109

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 – Equações representativas da Curva Característica (adaptado de Feuerharmel, 2007)..	22
Tabela 3.2 - Valores típicos do parâmetro A_i deduzidos de ensaios de compressão triaxial (Matos Fernandes, 2006)	29
Tabela 4.1 - Valores típicos de k de solos de origem sedimentar (Matos Fernandes, 2006 p.164)	32
Tabela 4.2 – Parametrização das diferentes amostras ensaiadas por Trauner et al. (2005)	42
Tabela 5.1 - Caracterização dos métodos de fatias (Gerscovich, 2009)	53
Tabela 5.2 - Principais fatores de instabilidade de taludes (adaptado de Abramson, L. et al., 1996). 56	
Tabela 7.1 – Valores dos parâmetros geotécnicos segundo o zonamento definido (GEG, 2010).....	78
Tabela 7.2 – Propriedades hidráulicas dos materiais (GEG, 2010).....	78
Tabela 7.3 – Granulometria do solo da Zona Geotécnica 4 – ZG4 (Cazzola, 2014).....	79
Tabela 7.4 – Limites de Atterberg e Índice de Plasticidade	79
Tabela 7.5 – Valores considerados para os restantes parâmetros de ZG4.....	80
Tabela 7.6 – Variação da coesão com o teor de água (Costa, 2014)	80
Tabela 7.7 – Dados de entrada: propriedades dos materiais.....	82
Tabela 7.8 – Caracterização da precipitação moderada de 17 dias imposta ao modelo	92
Tabela 7.9 – Parâmetros de entrada da análise de sensibilidade realizada para a ZG4	106

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

ALFABETO LATINO

A_f – parâmetro de pressão neutra correspondente à rotura (*failure*)

a – parâmetro de ajuste relacionado com o AEV

teor de água quando a resistência não drenada é igual 1 kPa (%)

b – declive da função linear que representa a relação entre o logaritmo do teor de água (%) e o logaritmo da resistência não drenada

c' - coesão efetiva

c_u – resistência não drenada

$c_{u_{wL}}$ – resistência não drenada do limite de liquidez

D – diâmetro do molinete

e – índice de vazios

E – força normal de interação com as fatias vizinhas

f – taxa de infiltração

f_0 – função de correção: relação d/L e do tipo do solo

H – altura das lâminas do molinete

H_0 – altura da camada de água à superfície do terreno

i – gradiente hidráulico

I – impacto e consequências do acontecimento

I_p - índice de plasticidade

K_o – coeficiente de impulso em repouso

k – coeficiente de permeabilidade

L_f – profundidade da frente de humedecimento

m – parâmetro do solo relacionado com declive no ponto de inflexão da curva de retenção

M_{tf} – momento tórsor máximo aplicado ao molinete de corte rotativo

M_R – momento resistente

M_S – momento solicitante

n – parâmetro do solo relacionado com o declive do ponto de inflexão

N' - tensões efetivas normais à base da fatia

p – peso médio por unidade de largura

P – probabilidade de ocorrência de um determinado acontecimento

Q – caudal percolado por uma determinada secção

impulso da água na fenda

R – ação resistente ou estabilizadora

S – grau de saturação

área da secção transversal ao escoamento

ação instabilizadora ou solicitante

T - tensões tangenciais mobilizadas na base da fatia

U - resultante da pressão da água nos poros na base da fatia

u_a – pressão do ar

$(u_a - u_w)_f$ – sucção matricial no plano de rotura

u_w – pressão da água

u_m – pressão neutra média na base da fatia

V – vulnerabilidade, exposição ou desconhecimento prévio

X - força tangencial de interação com as fatias vizinhas

w_L – limite de liquidez

w_p – limite de plasticidade

w_s – limite de retração

W - peso próprio

W_s – peso do solo

ALFABETO GREGO

α – inclinação da base da fatia com o plano horizontal

β – ângulo entre a fatia e a componente horizontal

γ_1 – peso volúmico do solo seco

γ_2 – peso volúmico do solo saturado

Δl_i – comprimento da base da fatia

Δs – aumento das forças de corte por unidade de solo

Δu_f – excesso de pressão neutra gerado na rotura

$\Delta \sigma_{1f}$ – incremento de tensão normal aplicado na rotura

θ_r – teor de água volumétrico residual

θ_s – teor de água volumétrico saturado

θ – teor de água volumétrico normalizado (adimensional)

λ - índice de distribuição do tamanho de poros

fator de escala

μ – fator de correção função do índice de plasticidade (I_p) ou limite de liquidez (w_L)

v - peso específico

π – sucção osmótica

σ – tensão normal total

σ' - tensão normal efetiva

σ'_f - tensão normal efetiva no mesmo par de facetas desse ponto ou plano de rotura

σ'_{vo} – tensão normal efetiva vertical de repouso

$(\sigma - u_a)_f$ – tensão normal líquida no plano de rotura

ΣF_h – somatório de forças horizontais

ΣF_v – somatório de verticais

ΣM – somatório de momentos

τ_f – tensão tangencial de rotura num par de facetas do ponto ou plano de rotura

ϕ – constante do solo

ϕ' – ângulo de atrito (efetivo) ou ângulo de resistência ao corte

ϕ^b – ângulo que define a taxa de aumento da resistência ao corte com a sucção matricial

ψ – sucção total

ψ_b – valor da sucção na entrada de ar

ψ_f – sucção na frente de humedecimento

ω – teor de água gravimétrico

ACRÓNIMOS

ADVID - Associação para o Desenvolvimento da Viticultura Duriense

AEV – air-entry value (valor de entrada do ar)

ASTM – American Society for testing and Materials

CCDR-N - Comissão De Coordenação E Desenvolvimento Regional Do Norte

EN 222 – Estrada Nacional 222

FS – fator de segurança

FS_{min} – fator e segurança mínimo

GEG – Gabinete de Estruturas e Geotecnia, Lda

GLE – General Limit Equilibrium

LL – Limite de Liquidez

LP – Limite de Plasticidade

IDF – Intensidade, Duração e Frequência

IP – Índice de Plasticidade

MEF – Método de Elementos Finitos

PMA – Precipitação Média Anual

RDD – Região Demarcada do Douro

UNESCO – United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization (Organização das Nações Unidas para a Educação, a Ciência e a Cultura)

ZG – zona geotécnica

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

A Região Demarcada do Douro estende-se ao longo do vale do Rio Douro e dos seus afluentes, abrangendo concelhos dos distritos de Vila Real, Viseu, Bragança e Guarda, no nordeste de Portugal. Dividida em Baixo-Corgo, Cima-Corgo e Douro Superior, trata-se de uma região de forte produção vinícola, tanto do conhecido Vinho do Porto, como dos mais recentes vinhos de mesa de grande qualidade.

O território do Alto Douro Vinhateiro considerado como Património da Humanidade pela UNESCO em 2001, reúne características ímpares, com especial destaque para a sua exposição solar privilegiada, o microclima da região e ainda o reconhecido e longo trabalho do Homem na construção de muros de xisto mantendo a autenticidade da paisagem cultural.

Nas últimas três décadas, a Região Demarcada do Douro foi alvo de um investimento público e privado de milhões de euros nomeadamente na construção de hotéis e restaurantes, na edificação de museus e novas adegas e ainda na reconversão de vinhas e estradas que constituem e embelezam a paisagem desta região. [1] A notória aposta no enoturismo da Região do Douro e o crescente aumento do número de turistas que usufruem de inúmeras atividades, é apenas mais uma das razões pelo que esta região é considerada uma potência económica e cultural do Norte do País.

A 19 de Dezembro de 2014, a Comissão Europeia aprovou um programa financeiro de apoio ao desenvolvimento regional do Norte de Portugal, denominado Programa Operacional Regional do Norte 2014-2020, gerido pela CCDR-N. O programa prevê a aplicação de 3,4 milhões de euros de verbas comunitárias destinadas a projetos de internacionalização, investigação, inovação e desenvolvimento tecnológico. Os concursos estão ainda a decorrer mas é possível que uma significativa parcela deste investimento seja feita na região estudada, dado tratar-se de uma região de elevado interesse económico e cultural do Norte de Portugal com elevadas percentagens de empregabilidade para os povos da região. [2] e [3]

A importância da vertente económica e cultural desta região é inquestionável, sendo fundamental assegurar a sua manutenção e qualidade a longo prazo. Através da observação e acompanhamento das diversas encostas ao longo dos séculos, facilmente se verifica que a principal causa dos gastos/investimentos não produtivos da vinha se centra na recuperação de muros de suporte de pedra posta, plantação de novas videiras e ainda perda de colheita. Acrescendo que o registo destas situações é consequência de fenómenos de instabilidade de taludes associados a condições meteorológicas mais adversas.

A estabilidade mecânica dos taludes e dos muros de xisto integrados são fundamentais na definição da geometria dos mesmos. Na legislação portuguesa são definidos os limites dos diferentes parâmetros geométricos de acordo com as inclinações médias naturais das encostas. No entanto, estes cálculos não contemplam todas as situações de instabilidade possíveis, havendo margem para possíveis deslizamentos quando expostos a situações menos frequentes, como o caso de períodos de pluviosidade elevada.

Os socacos agrícolas da região apresentam comportamento argiloso, pelo que é importante perceber a influência da presença de água na estabilidade dos taludes. Esta é função da percentagem de infiltração

verificada e da duração e intensidade do evento pluviométrico, evento relativamente imprevisível no tempo. É importante ainda referir que a caracterização da resistência das argilas, quando não saturadas, é um processo complexo dado que estas apresentam uma componente de sucção que aumenta a coesão aparente das mesmas. Deste modo, é possível concluir que de acordo com o caso em estudo, a resistência do solo varia sazonalmente, função da variância da humidade no solo e consequentemente da sucção que lhe está associada. Como tal, aspetos hidrogeológicos como a curva de retenção da água do solo (relação entre a sucção e a quantidade de água presente no solo) bem como a curva de infiltração, constituem fortes indicadores das propriedades e resistência ao corte do solo em diferentes eventos pluviométricos.

Com base no anteriormente referido, é possível concluir que os taludes estudados estão associados ao conceito *Heterogeneidade Transitória do Solo*, que traduz a heterogeneidade que o solo apresenta aquando da variação do teor de humidade no tempo e no espaço com o efeito transitório da chuva, tratam-se então de solos mecanicamente heterogêneos mas de forma transitória.

Posto isto, aliado ao fenómeno de instabilidade de taludes é essencial ter em consideração os conceitos de risco, com especial ênfase para a gestão de risco residual como forma de assegurar um controlo e manutenção mais eficiente, permitindo a maximização do investimento das diversas empresas envolvidas na exploração do Alto Douro Vinhateiro.

1.2. ÂMBITO E OBJETIVOS

O presente trabalho assenta na sintetização do estudo desenvolvido pela FEUP em conjunto com a empresa GEG durante os últimos quatro anos, com particular incidência nas encostas do Alto Douro Vinhateiro, mas já com aplicações internacionais.

A pesquisa envolve ainda o estudo do efeito da água na estabilidade de taludes, nomeadamente no cálculo dos fatores de segurança. Este cálculo tem em consideração o efeito da água como um aumento de pressões ou forças de massa. Contudo, segundo a observação de diversos deslizamentos, é possível perceber que estão também associados a uma redução na resistência, especialmente em solos plásticos.

Assim sendo, este trabalho tem por base um conceito que se centra na heterogeneidade transiente dos solos – *Transient Soil Heterogeneity* como forma de explicar deslizamentos de massas ocorridos em diferentes regimes pluviométricos. Segundo este conceito, por ação de agentes externos transitórios, é possível transformar um terreno homogêneo por natureza num terreno heterogêneo no que diz respeito ao seu comportamento e não ao nível da sua constituição. Esta designação é justificável a partir do estudo dos Limites de Atterberg (1913) onde o comportamento mecânico dos solos finos está relacionado com o teor de água.

Tratam-se de solos não saturados de comportamento argiloso e portanto suscetíveis à presença e variação de água. Assim este estudo pretende explicar a forma como o teor de humidade afeta a sucção presente no solo, que por sua vez, lhe confere uma coesão aparente.

Conhecidos os Limites de Atterberg de um dado material é possível que seja realizada uma análise de risco de instabilidade de taludes, dado que os valores do índice de plasticidade de um dado material são um forte indicador da rigidez do mesmo. Por sua vez, a rigidez permite antever se o solo apresentará comportamento dúctil ou frágil. Como tal, o trabalho pretende abordar os aspetos mais relevantes para a elaboração de uma análise de risco. Uma avaliação de risco financeiro constitui uma representação simbólica do mundo contemporâneo que evolui no tempo e no espaço marcando comportamentos de diferentes sociedades e gerações de forma diferente sendo relevantes em situações de internacionalização, o que justifica a explicação do seu conceito neste trabalho.

Após a investigação dos assuntos anteriormente mencionados é possível realizar uma análise numérica de estabilidade de um talude de características aproximadas às presentes na região do Alto Douro Vinhateiro. Recorrendo ao programa Slide 6.0v da Rocscience são testados diferentes modelos de precipitação recorrendo a diferente posicionamento do nível freático. Os distintos fatores de segurança apresentados permitem o traçado de uma curva onde os fatores de segurança mínimos estão relacionados

no tempo. A heterogeneidade transitória do solo é comprovada pela comparação entre as curvas dos fatores de segurança com o tempo e a pressão negativa nos poros com o tempo, assim como a variação do teor de humidade com o tempo. Esta pesquisa é complementada por uma retro-análise que, recorrendo a uma análise de sensibilidade, permite perceber quais os parâmetros de entrada que mais influência têm na estabilidade do talude. Numa fase final, e como forma de sintetizar a metodologia, procura-se esboçar a curva de relação entre a coesão (drenada e não drenada) e o teor de água existente nos solos finos de acordo os Limites de Atterberg.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho é composto por oito capítulos. O capítulo 2 pretende detalhar a Região Demarcada do Douro fazendo referência à litologia, clima, tipos de vinha na região.

No capítulo 3 é abordada a temática dos solos não saturados com especial foco para a influência da água neste tipo de solos e fenómenos de capilaridade. No quarto, e seguinte, capítulo é explicado e justificado o conceito que dá nome a este trabalho – Transient Soil Heterogeneity. A estabilidade global de taludes é abordada no capítulo 5 enquanto que a noção de risco financeiro está presente no capítulo 6.

Ao capítulo 7 está destinada à análise numérica de um caso de estudo desenvolvido pela empresa GEG no âmbito do projeto de “Estabilização da encosta contígua à EN222 ao km 132+200 (L.D.)”.

Os comentários finais encontram-se expostos no capítulo 8.

2

REGIÃO DEMARCADA DO DOURO

2.1. RESENHA HISTÓRICA DA REGIÃO

A paisagem atual da região do Douro, caracterizada pelos socalcos com muros de xisto a delimitar cada nível, é fruto da intervenção combinada do Homem e da Natureza de quase dois milénios nas encostas xistosas do vale do Douro.

Considerada como a mais antiga região demarcada de vinho do mundo, recebeu a sua primeira demarcação em 1756 (século XVIII), por Marquês de Pombal que instituiu a Companhia Geral da Agricultura das Vinhas do Alto Douro. A criação desta Companhia tinha como intuito assegurar a qualidade do produto, equilibrar a produção e o comércio e estabilizar os preços do vinho duriense. Esta aposta viria a mudar a situação económica da região. [4]

Um século depois, o Douro foi marcado pelas doenças que se abateram sobre as vinhas, nomeadamente o oídio e a filoxera, que atacando intensamente as videiras, provocaram profundas mudanças na viticultura duriense. No final do século, era visível o impacto provocado pelo ataque da filoxera no reordenamento do espaço regional, com especial destaque para tipo de prática de amarração do terreno vinícola no que toca à geometria dos socalcos e à densidade e organização da plantação (vinha pré e pós-filoxera). [4]

Até aos dias de hoje, para além das pragas, esta região foi alvo fraudes e miséria, consequências da crise comercial e do regime ditatorial português. Estes acontecimentos conduziram a alargamentos na linha de demarcação e reordenamentos do espaço regional. Atualmente, a Região Demarcada do Douro é constituída pelo Baixo-Corgo, Cima-Corgo e Douro Superior tendo ascendido a Património Mundial Natural da UNESCO em 2001.

Denominada por Alto Douro Vinhateiro é produtora do mundialmente conhecido Vinho do Porto e de outros vinhos com Denominação de Origem Douro, tendo conquistado os mercados mais exigentes.

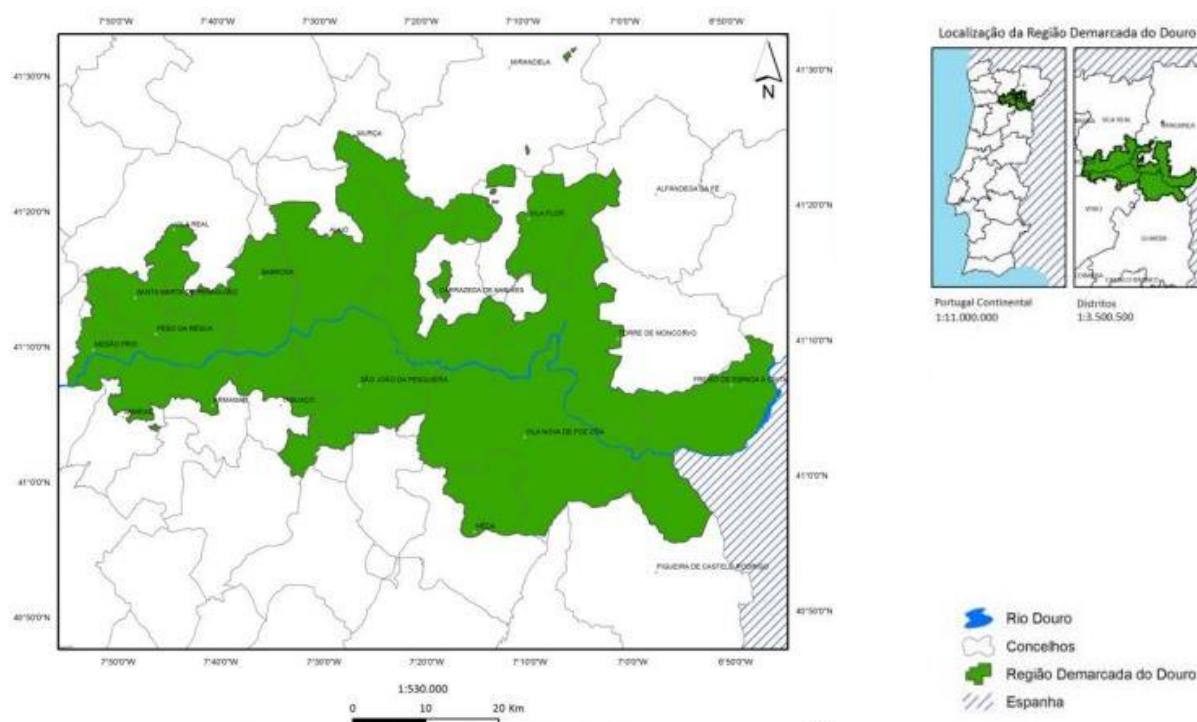


Fig. 2.1- Localização da Região Demarcada do Douro (adaptado de Bateira et al, 2011)

2.2. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA

A região Vinhateira do Alto Douro apresenta relativa homogeneidade geológica, situando-se no complexo xisto-grauváquico pré-câmbrico com possibilidade de surgimento de manchas graníticas intercaladas.

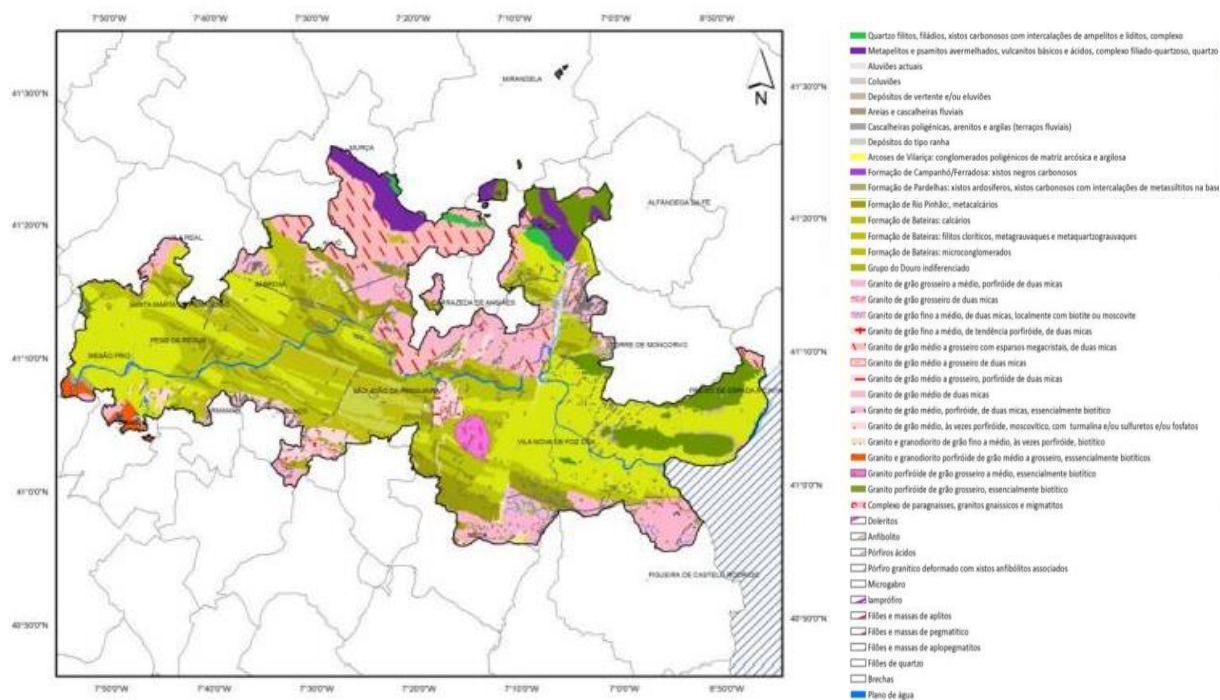


Fig. 2.2 - Litologia da Região Demarcada do Douro (adaptado de Bateira et al., 2011)

Os solos desta região são pouco diversificados e na sua maioria de origem artificial, provenientes de arroteias, surribas ou saibramentos de 1,0 a 1,5 metros de profundidade. A necessidade da elaboração deste tipo de procedimentos, advém das características do solo natural no qual a rocha é muito próxima da superfície, potenciando deslizamentos e limitando a implementação da vinha. Deste modo, os solos desta região, tratam-se, na sua maioria, de antrossolos, isto é, solos nos quais o Homem teve uma influência decisiva na sua formação. São antrossolos de mistura districos de xisto caracteristicamente bastante ácidos, pouco evoluídos e pobres em matéria orgânica. (Ribeiro, 2000)

Geralmente, com o decorrer do tempo e devido à ação dos elementos climáticos e das máquinas durante as mobilizações anuais na camada superficial, bem como ao processo de meteorização dos pedaços de rocha ao longo do perfil, há uma diminuição do teor de pedregosidade à superfície e ao longo do perfil do solo. A estas situações junta-se ainda o facto de existir uma maior densidade de raízes e os cultivos anuais na camada superficial, há a tendência para a formação de um horizonte superficial com características um pouco diferentes do resto do perfil. (Ribeiro, 2000)



Fig. 2.3 - Perfil de um antrossolo assente na rocha-mãe xisto [5]

2.3. CARACTERIZAÇÃO CLIMÁTICA

O clima constitui um fator preponderante no sucesso de qualquer região vinícola, na medida em que influencia a adaptação de uma determinada casta, controla a respetiva produção e qualidade potenciando a sustentabilidade económica.

A Região Demarcada do Douro possui um clima mediterrânico característico pela alta variabilidade na precipitação aliada a uma elevada evapotranspiração durante o período de Verão.

A estrutura climática desta região é relativamente heterogénea, apresentando num panorama global, áreas mais húmidas e frias a maior altitude e a Oeste, e áreas mais secas e quentes a Este (Figura 2.4). A existência destes microclimas deve-se ao facto de a Região do Douro se estender por vales, com diferentes exposições solares, a diferentes altitudes e a diferentes proximidades dos cursos de água. Para além disso, as serras do Marão e Montemuro que circundam o Vale do Douro, servem como barreira à penetração dos ventos húmidos de Oeste. (Morgadinho, 2010) Trata-se de uma região conhecida pelos invernos muito frios e verões muito quentes e secos.

Ao nível da pluviosidade esporadicamente ocorrem aguaceiros de forte intensidade, e quando esta situação se prolonga durante dias, conduz geralmente a situações de deslizamentos de vertente com importantes prejuízos e até perdas humanas (Morgadinho, 2010). O mesmo se verifica quando se presenciam Invernos de maior precipitação.

A viticultura desta região é praticada, numa parcela considerável do seu território, sob condições moderadas a muito severas, sobretudo quando se associa clima a topografia. Assim sendo, perante um cenário de alterações na temperatura para os próximos 50 anos de 1,5-2,5°C, e confirmando-se as previsões de menor precipitação e/ou grande variabilidade na ocorrência de fenómenos de vagas de calor ou de intensa precipitação, tal terá consequência para a estabilidade da vinha na encosta e sustentabilidade de todas as operações envolvidas. (Jones, 2013)

Como forma de estudar as variações e as tendências do clima é importante dispor de longas séries de dados meteorológicos. Deste modo, os dados históricos mais relevantes para a região derivam das normais climatológicas, que consistem em apuramentos estatísticos da precipitação, temperatura média e evapotranspiração em períodos de 30 anos. Estes dados são obtidos de acordo com estações meteorológicas existentes no local de estudo. Atualmente, na avaliação dos fenómenos climáticos, o Instituto Português do Mar e da Atmosfera possui, três estações na região, nomeadamente em Vila Real, Régua e Pinhão. Como é evidente, um número tão reduzido de estações meteorológicas não permite uma caracterização da região ao nível da exigível para estudos de estabilidade de encostas. Por essa razão, algumas quintas da região investem em aparelhos sofisticados com a mesma função de modo a otimizar as suas vinhas prevenindo e antevendo fenómenos de instabilidade nas suas encostas, como é o caso da Quinta do Noval. Estas estações *in locu* permitem não só a medição das precipitações acumuladas horárias, como também a velocidade do vento, humidade relativa do ar, temperatura e radiação solar, estes últimos com especial interesse para uma boa cultura da vinha.

Na modelação espacial ou mapeamento em GIS é utilizada uma vasta base de dados denominada WorldClim. A análise no âmbito deste programa apresenta uma resolução de 1km mostrando uma estrutura espacial mais detalhada dos parâmetros climáticos comparativamente aos dados generalizados cartografados das estações meteorológicas. (Jones, 2013)

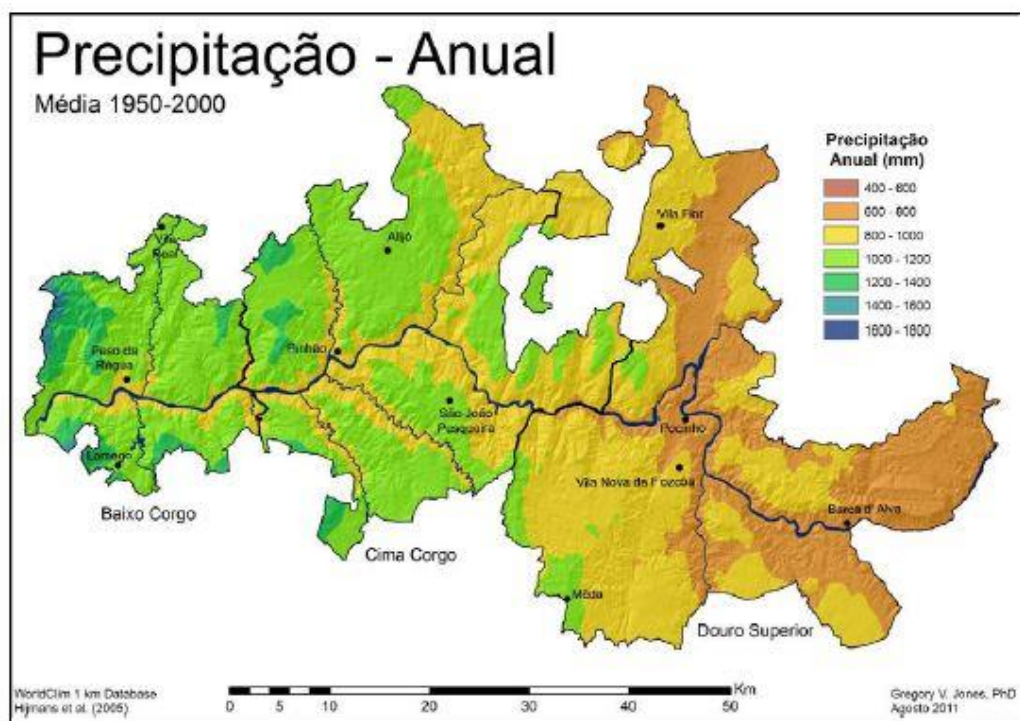


Fig. 2.4 – Precipitação anual da Região Demarcada do Douro durante 1950-2000 (base de dados WorldClim em Jones, 2013)

2.4. TIPOS DE VINHA

Na atualidade existem vários tipos de vinha na região do Alto Douro Vinhateiro que se distinguem pela prática de armação do terreno, nomeadamente na geometria dos socalcos e densidade e organização da plantação. As características de cada vinha estão intimamente ligadas à sua melhor ou pior adaptação às condições de inclinação da encosta, bem como aos processos de mecanização e drenagem ou ainda das condições climáticas. Cada vinha é o resultado da história da região onde está inserida.

2.4.1. VINHA PRÉ-FILOXERA E PÓS-FILOXERA

Como o próprio nome indica, o fenómeno que despoletou a mudança das características na vinha foi o aparecimento de uma praga provocada pela filoxera. Na segunda metade do século XIX, um surto de filoxera assolou a maior parte das vinhas do Douro, atacando as raízes das videiras e impedindo-as de realizar os seus processos naturais de absorção de água. Até então, o sistema de armação do terreno era composto por muros de pedra de pequenas dimensões orientados segundo as curvas de nível que suportavam uma ou duas filas de videiras. A densidade de plantação era baixa e os muros igualmente baixos e pouco elaborados. Esta configuração assegurava elevada solidez ao socalco, sem problemas de escoamento de água contribuindo para a estabilidade da vertente. (Costa, 2014)

Como forma de combater a propagação da filoxera, um novo método de armação é implantado, o método pós-filoxera. Neste, as vertentes são constituídas por patamares muito largos e inclinados suportados por muros de pedra mais elevados, com uma densidade de plantação muito elevada. A ideia dominante é maximizar a rentabilidade do solo disponível para cultivo. Por isso, a plantação das videiras é feita utilizando a distância mínima entre os bardos, o que torna impossível a mecanização. No entanto, este é um método que implica uma forte movimentação de terras e elevada altura dos muros de suporte, o que aumenta significativamente a despesa na sua construção. Para além disso, apresenta problemas na facilidade de drenagem da água, terminando muitas vezes em colapsos, e portanto menos sustentável a longo prazo.



Fig. 2.5 - Vinha pré-filoxera (à esquerda) e pós-filoxera (à direita) [6]

2.4.2. VINHA TRADICIONAL (“A EITO”)

A técnica de plantação da vinha foi sofrendo algumas alterações ao longo do tempo, evoluindo de um sistema de “terraços”, para uma vinha a “eito”. A vinha a “eito” surge em vertentes de declive menos acentuado, enquanto que o sistema de terraços impera nas de declive mais elevado. (Pedrosa, 2004)

Procurando vertentes de declive menos acentuado, onde os trabalhos agrícolas se tornam menos penosos, o espaço entre os muros é aumentando até à sua quase total eliminação, obtendo assim o declive natural da vertente. A distância entre os bardos era a mínima indispensável de modo que não se prejudicassem uns aos outros, e fosse permitida a circulação dos trabalhadores com os utensílios necessários.

No entanto, na década de 70, a falta e o aumento do custo de mão-de-obra, bem como o aumento das exportações de vinho, exigiram a procura de novas soluções a modernização dos sistemas e técnicas de cultivo.



Fig. 2.6 - Vinha tradicional "a oito" [7]

2.4.3. VINHA EM PATAMARES

A vinha armada segundo patamares tem em consideração as curvas de nível previamente marcadas na encosta. Os patamares não são suportados por muros mas sim separados por taludes altos em terra. A abertura destes patamares é a solução mais preconizada para instalação das vinhas em zonas de declive mais acentuado, pois é a única que permite a mecanização rentável das encostas. A introdução dos meios mecânicos e consequente diminuição da mão-de-obra constitui uma solução mais eficiente de manutenção da vinha mesmo quando se trata de vertentes de declive mais elevado.

Este tipo de armações implica a perda de área de implantação, no entanto é justificável caso não existam áreas alternativas que apresentem menores inclinações e a área útil não seja significativamente reduzida (Pedrosa, 2004)

2.4.3.1 Vinha em Patamares de Dois Bardos

A implantação de vinhas em patamares de dois bardos exige uma largura de plataforma de plantação de 3,6 a 4 metros. Assim sendo, o espaçamento entre os bardos fica compreendido de 2 a 2,2 metros e o afastamento ao bordo exterior situa-se entre 0,8 a 1 metros. A construção dos patamares permite o equilíbrio dos volumes de movimentação de terras por escavação e aterro.

No entanto, ao fim de alguns anos de experiência constata-se que esta técnica apresenta diversos problemas. A proliferação de infestantes nos taludes implica um tratamento dispendioso apresentando um difícil controlo, e o índice de mecanização permitido é baixo, já que a área mecanizável fica reduzida ao espaço de dois bardos. A técnica apresenta ainda o inconveniente de diminuição das águas de reserva, já que a evaporação da água através dos taludes potencia o surgimento de situações graves para as vinhas, principalmente durante a estação mais seca. (Pedrosa, 2004)

Este tipo de armação da vinha induz ainda a problemas de erosão de difícil controlo e solução, sendo frequentes os ravinamentos, e até deslizamentos que podem por em risco o investimento.



Fig. 2.7 - Vinha em patamar de dois bardos [8]

2.4.3.2 Vinha em Patamares de Um Bardo

No caso do declive da vertente ser muito acentuado, e face às desvantagens mencionadas no ponto anterior, opta-se pela construção de patamares mais estreitos (2,45 a 2,75 metros), suportando apenas um bardo. Os terraços apresentam agora uma inclinação de 3% para dentro permitindo a infiltração da água, ou o seu desvio para a valeta quando em excesso. Esta alteração permite, não só, um controlo mais eficiente da propagação dos infestantes, como também o controlo da erosão por instalação de um enrelvamento no talude.

A eficácia da rede de drenagem da água de escorrência é fundamental para a estabilidade das vertentes, assim como respeitar os locais naturais para o escoamento, o que nem sempre é técnica frequente. (Pedrosa, 2004)

Apesar das preocupações e custos associados a esta técnica, a construção de vinhas em patamares de um bardo encontra-se em franca expansão na Região Demarcada do Douro.



Fig. 2.8 - Vinha com patamar de um bardo [9]

2.4.4. VINHA AO ALTO

A técnica de armação da vinha “ao alto” é uma técnica de introdução recente que está ainda em fase de estudo e portanto com uma aplicação diminuta na Região Demarcada do Douro.

Este método de plantação é bastante semelhante com a técnica tradicional de plantação a “eito”, sendo que a única diferença se centra na disposição do alinhamento dos bardos que estão dispostos perpendicularmente às curvas de nível. Trata-se de uma técnica que praticamente não interfere com o perfil inicial e declive dos taludes, permitindo elevada densidade de plantação (cerca de 4500-5000 plantas/ha), o que contrasta com a técnica de armação do terreno em patamares. [10]

Segundo o Instituto dos Vinhos do Douro e Porto, este sistema apresenta uma boa adaptação para pequenas parcelas, permitindo a mecanização até declives na ordem de 40%.



Fig. 2.9 - Vinha ao alto [11]

2.4.5. VINHA EM MICROPATAMARES

Mais recentemente, foram encontradas novas soluções como a construção de patamares estreitos de uma linha de videira entre micropatamares construídos entre muros. Sendo uma técnica utilizada nos terrenos mais inclinados, permite a diminuição do impacto paisagístico, ultrapassando as limitações relativamente ao tratamento dos taludes. [12]

Com uma densidade de plantação da ordem das 6000 a 7000 plantas/hectare, permite a mecanização da vinha com recurso a equipamentos adaptados à dimensão de destino.



Fig. 2.10 - Vinha em micropatamares [5]

3

SOLOS NÃO SATURADOS

3.1. IMPORTÂNCIA DO ESTUDO

A temática que aborda o comportamento dos solos não saturados é relativamente recente na Geotecnia quando comparada com o estudo dos solos saturados. De facto, a Mecânica dos Solos clássica tem como base o estudo dos solos saturados (abaixo do nível freático), onde o princípio das tensões efetivas fornece uma base satisfatória para a compreensão do seu comportamento.

Contudo, quando confrontada com situações cujo solo não obedece a essas condições, isto é, a condição não saturada, tem por base uma perspetiva conservadora. Esta opção pode provocar a ocorrência de erros grosseiros na previsão do comportamento deste tipo de solos, pela desconsideração da ocorrência de determinados processos característicos desta condição.

De acordo com Fredlund e Rahardjo (1993) os solos não saturados são todos os solos cujos vazios não estão totalmente preenchidos por água, e portanto apresentam uma pressão neutra negativa. A previsão do comportamento deste tipo de solos envolve uma maior complexidade na medida em que a resistência ao cisalhamento destes é dependente de diversos fatores e interações, não podendo ser perfeitamente representada pelo conceito de tensões efetivas proposto por Terzaghi.

A grande ocorrência de solos não-saturados, nomeadamente em zonas de contacto direto com a exploração humana, justifica maiores investimentos no estudo dos fenómenos e processos específicos deste perfil. Segundo Fredlund e Rahardjo (1993), em problemas de deslizamento de taludes naturais sujeitos a alterações climáticas, a maioria das superfícies de escorregamento ocorrem acima do nível freático, onde o solo é não saturado. Acresce ainda dizer que a análise, execução e desempenho de inúmeras obras de engenharia dependem das condições e propriedades dos solos próximos da superfície, na sua maioria solos não saturados e suscetíveis a variações atmosféricas.

Conclui-se então que a mecânica dos solos não saturados constituirá uma importante ferramenta a ser utilizada em projetos de geotecnia.

3.2. ESTRUTURA DOS SOLOS NÃO SATURADOS

3.2.1. FASES CONSTITUINTES DOS SOLOS NÃO SATURADOS

Segundo Lambe e Whitman (1969), numa massa do solo podem ocorrer três fases distintas: a sólida, que representa as partículas minerais e orgânicas; a líquida, que diz respeito à água e por último a gasosa correspondente ao ar existente nos seus poros. Destas três fases, as duas últimas apresentam complementaridade, isto é, a máxima presença de uma conduz à ausência da outra.

Com o avanço dos estudos, Fredlund e Morgenstern (1977), baseando-se na definição de fase, postularam que deve ser considerada uma quarta fase independente, a interface ar-água, comumente referida como membrana contráctil. Segundo os autores o limite entre as duas fases homogêneas ar e água, deve ser

considerado como uma lâmina ou membrana de espessura característica onde o material apresenta propriedades diferentes dos materiais na fase homogénea contínua.

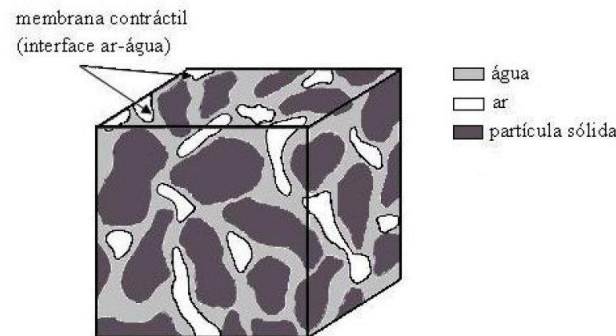


Fig. 3.1 - Fases de um solo (adaptado de Fredlund e Morgenstern, 1977)

3.2.1.1. Membrana Contráctil

A quarta fase do solo não saturado, a interface ar-água, constitui a base no que se refere à compreensão do comportamento deste tipo de solos. De acordo com Fredlund e Morgenstern (1977), o facto de a interface ar-água se comportar como uma membrana elástica é justificada pela ação de uma força de tração entre as partículas, chamada tensão superficial.

Enquanto que as moléculas de um mesmo fluido são igualmente atraídas em todas as direções pelas moléculas vizinhas (forças de coesão), as moléculas presentes na superfície deste sofrem apenas atrações laterais e internas. Este fenómeno potencia o surgimento de pressões de tração diferenciais na interface do ar e da água, instalando uma tensão superficial como forma de ser atingido o equilíbrio. Face à diferença de pressões que se verifica na interface, o comportamento elástico da membrana promove a formação de uma concavidade que se deforma para o lado da face de maior pressão, neste caso, a água.

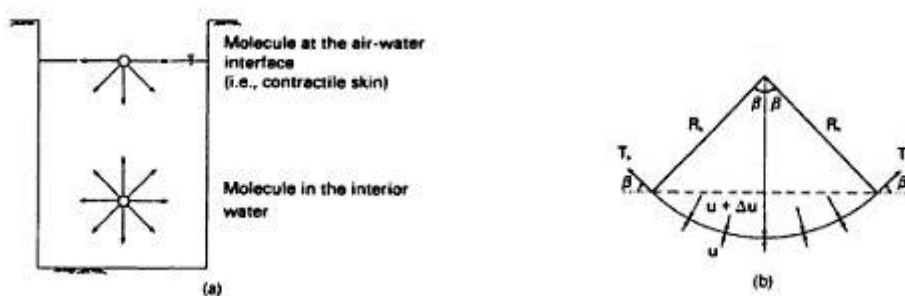


Fig. 3.2 - Tensão superficial na interface ar-água (Fredlund e Rahardjo, 1993)

(a) Forças intermoleculares na água e membrana contráctil

(b) Pressões e tensão superficial atuantes numa superfície de curva bidimensional

A existência desta membrana contribui ainda para um aumento da resistência ao cisalhamento do solo, na medida em que é considerada uma membrana que une os grãos de partículas, o que se reflete no critério de rotura aplicado a estes solos através do parâmetro ϕ^b , e que será desenvolvido no ponto 3.6.2.

3.3. CAPILARIDADE NOS SOLOS

A capilaridade manifesta-se pelo movimento ascendente de um determinado fluido em tubos de pequeno diâmetro, denominados tubos capilares. Este movimento é explicado segundo o postulado no Teorema de Bernoulli, no qual, os escoamentos se realizam de pontos de maior carga para pontos de carga menor. Assim sendo, a ascensão capilar cessa quando as cargas hidráulicas se igualam, isto é, no momento em que é atingido o equilíbrio.

No que diz respeito a solos terrosos, os fenômenos de capilaridade apresentam uma maior complexidade, na medida em que os diâmetros dos tubos capilares formados pelos poros dos solos são muito irregulares e interconectados. Esta irregularidade, resultado da heterogeneidade natural das partículas constituintes do solo, implica uma desigualdade na altura de ascensão capilar de ponto para ponto, justificando a existência de uma ascensão capilar mínima ($h_{c,min}$) e máxima ($h_{c,max}$) num determinado perfil. A altura desta ascensão é inversamente proporcional ao diâmetro dos canalículos formados pelos poros, isto é, os seus valores mais altos estão associados a menores dimensões dos poros e vice-versa.

Assim sendo, facilmente se compreende que para solos de granulometria fina, como é o caso das argilas, a altura da ascensão capilar pode atingir a ordem das dezenas de metros, enquanto que em solos arenosos, nomeadamente a areia, a mesma atinge apenas as dezenas de centímetros. (Matos Fernandes, 2006)

A Figura 3.3 ilustra o processo de ascensão capilar numa massa do solo inicialmente seca e que, devido à subida do nível freático, começa a apresentar água capilar acima desse nível.

Neste perfil, o nível de água separa duas zonas distintas. A zona abaixo do nível de água é saturada (zona de saturação) apresentando pressão neutra positiva, resultado do produto entre o peso volúmico da água (γ_w) e a distância à linha piezométrica (z). Relativamente à zona acima do nível freático (zona de aeração), esta é constituída por três zonas distintas. A mais próxima do nível freático, chamada franja capilar onde, pela ação do efeito capilar, todos os poros se encontram preenchidos com água e o solo se encontra saturado com pressão neutra negativa. Acima da franja capilar o solo encontra-se com os poros parcialmente preenchidos por água, a fase da água é descontínua e o fluxo de água tem um comportamento transiente, isto é, dependente do tempo e das condições do meio ambiente, com pressão de água negativa.

Por último, a parte superior do perfil diz respeito a uma faixa de solo responsável pelo crescimento da vegetação e portanto suscetível às condições climáticas presentes.

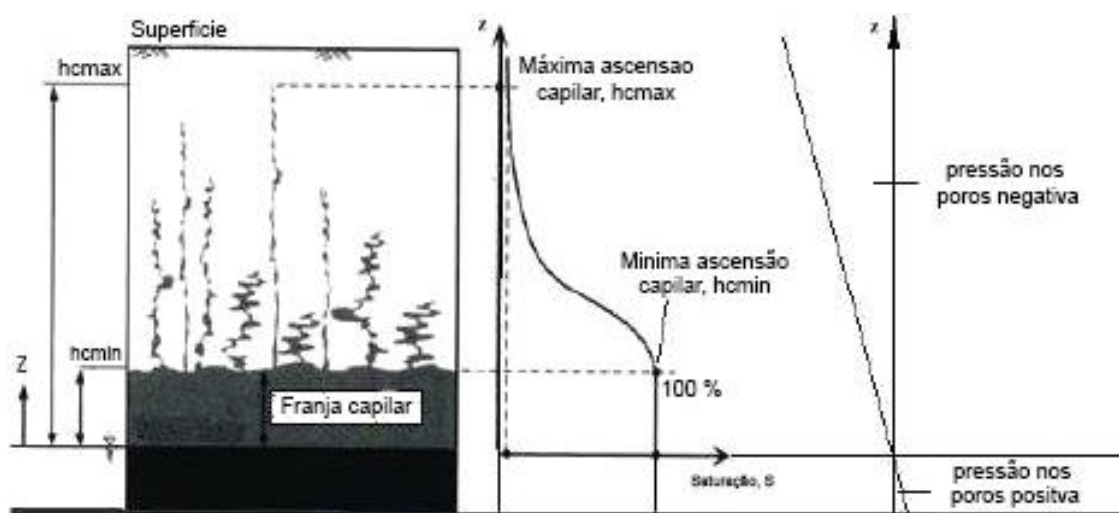


Fig. 3.3 - Ascensão capilar e pressão neutra da água num perfil conceptual de um solo não saturado (adaptado de Lu e Likos, 2004)

Importa ainda fazer referência à situação inversa, situação esta na qual o maciço experimenta a descida do nível freático. Neste caso, a altura da ascensão capilar tende a apresentar valores superiores. De facto, quando, numa fase inicial, o nível freático se encontra mais elevado, a água poderá manter-se acima de poros de determinados diâmetros, que na situação inversa não permitiriam a passagem da água capilar. Essa possibilidade está relacionada com o estreitamento dos canalículos em níveis superiores, ficando a água capilar suspensa nas zonas de contacto interparticulares, como representado na Figura 3.4. (Matos Fernandes, 2006)

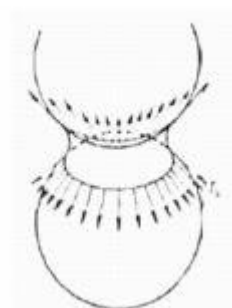


Fig. 3.4 - Água retida por capilaridade entre duas partículas esféricas (Almeida, 2005)

3.4. SUCÇÃO

A sucção da água num solo representa a força com que a água fica retida no solo acima do nível freático. Por outras palavras, esta pode ser interpretada como uma medida de energia necessária para desprender a água do solo. (Fredlund e Rahardjo, 1993) Esta grandeza é usualmente dividida em duas componentes: a matricial e a osmótica.

A parcela matricial é representada pela diferença entre a pressão do ar (u_a) e da água (u_w) nos poros do maciço devido aos efeitos da capilaridade e das forças de absorção, e portanto governada pela estrutura das partículas e distribuição dos vazios. Trata-se de uma pressão negativa e inferior à pressão atmosférica.

A componente osmótica, representada por π , está relacionada com a concentração de sais da água no solo, ou seja, propriedades químicas do mesmo.

Assim sendo, a sucção total, ψ , pode ser representada pela expressão 3.1.

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (3.1)$$

O fenómeno de sucção está intimamente relacionado com o teor de água presente no maciço. Normalmente, quando o teor de humidade é elevado a componente osmótica é desprezada, por apresentar valores baixos e consequentemente pouca influência sobre a sucção total. A sua importância aumenta quando o teor de humidade é baixo e a concentração salina é significativa. (Costa, 2014)

3.4.1. CURVA DE RETENÇÃO DO SOLO

A curva de retenção da água no solo (*soil-water characteristic curve*) constitui a representação gráfica da relação entre a quantidade de água presente nos poros e a energia necessária para a sua retenção. A quantidade de água pode ser expressa pelo teor de humidade volumétrico (θ), teor de água gravimétrico (ω) ou ainda pelo grau de saturação (S). No que diz respeito à energia de retenção pode ser representada

pela sucção mátrica ou sucção total consoante o teor de humidade e a concentração salina existente (Fredlund e Xing, 1994).

Esta relação constitui um modelo que permite entender e interpretar a resposta de um solo não saturado, sendo uma ferramenta de previsão de propriedades como a resistência ao corte, o coeficiente de condutividade hidráulica e a variação volumétrica. (Marinho, 2005)

3.4.1.1. Forma da Curva de Retenção de um Solo

A curva de retenção de um solo é uma fonte de informação sobre a distribuição de tamanhos de poros, a quantidade de água contida nesses poros e o estado de tensão que atua na estrutura poro-água. Na literatura corrente em Geotecnia, geralmente, as curvas apresentam na sua maioria a forma de um “S”.

Segundo Marinho (2005) as curvas podem apresentar diferentes formas de acordo com a distribuição dos poros que lhe é característica. Deste modo, é possível diferenciar quatro formas gerais da curva de retenção de um solo (Figura 3.5): as curvas (a) e (b) que representam materiais com distribuição uniforme de poros; a curva (c) que diz respeito a um material com duas dimensões de poros preferenciais; a curva [d] que corresponde a um material com vários tamanhos de poros. A curva (a) e (b), dizem respeito a uma situação idêntica, contudo a segunda parece representar melhor uma situação real uma vez que, mesmo num solo poroso com distribuição uniforme de poros deve ser considerada uma certa parcela de água devido a fenómenos de superfície.

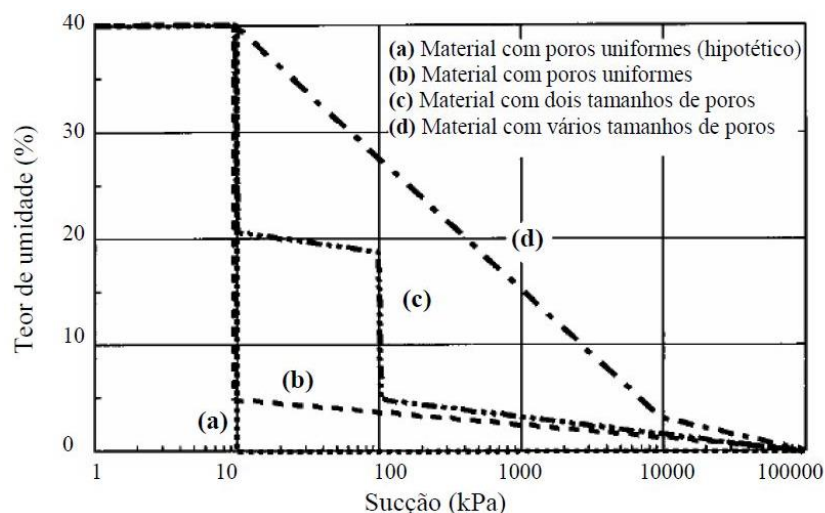


Fig. 3.5 - Forma da curva característica do solo de acordo com a distribuição de tamanho de poros (Marinho, 2005)

Segundo o mesmo autor, os solos argilosos apresentam uma curva de forma semelhante à curva (d), enquanto que a curva (c), geralmente chamada curva bimodal, é característica de solos tropicais e solos residuais. A curva bimodal difere das unimodais pela existência de dois valores de entrada de pressão de ar.

3.4.1.2 Fatores que Influenciam a Curva de Retenção de um Solo

A aparência destas curvas é particularmente afetada pelo tipo e estrutura do solo, trajetórias de secagem e humedecimento, teor de humidade inicial, energia de compactação, índice de vazios e ainda pela história de tensões.

Relativamente ao tipo de solo, quanto maior a fração argilosa maior será o teor de humidade para um mesmo valor de sucção, como é possível observar na Figura 3.6. Esta situação é explicada pela facto de

solos com maior percentagem de argila apresentarem poros menores e portanto uma maior capacidade de retenção da água. Já os solos de granulometria mais grossa, como as areias, apresentam grandes poros interconectados com tendência de perda de água mais rápida com o aumento da sucção. Deste modo, conclui-se que os solos argilosos retêm água com maior facilidade do que as de solos arenosos e limpos. (Feuerharmel, 2007)

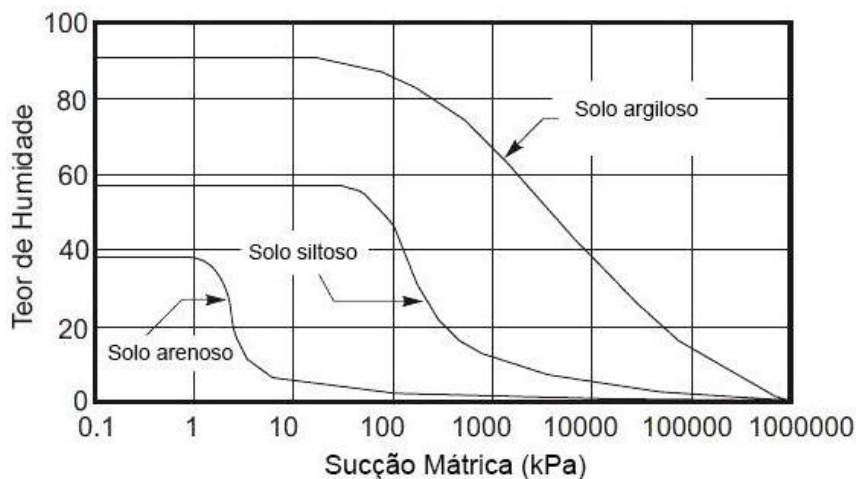


Fig. 3.6 - Curva de retenção característica referente a diferentes granulometrias (adaptado de Fredlund e Xing, 1994)

Pela análise da figura anterior, verifica-se que as curvas de retenção dos diferentes tipos de solo, apesar de apresentarem com valores distintos, possuem as mesmas características-chave no que toca à caracterização do comportamento do solo. Segundo Fredlund e Xing (1994) estes parâmetros-chave são o valor de entrada de ar (*air-entry value* - AEV) e o teor de água residual (*residual water content*). O valor de entrada de ar corresponde ao valor da sucção mátrica quando o ar começa a entrar para os poros de maiores dimensões do solo, enquanto que o teor de água residual representa o teor de água para o qual é requerido um valor elevado de sucção se se pretender remover água adicional do solo, representados graficamente na Figura 3.7. (Fredlund e Xing, 1994)

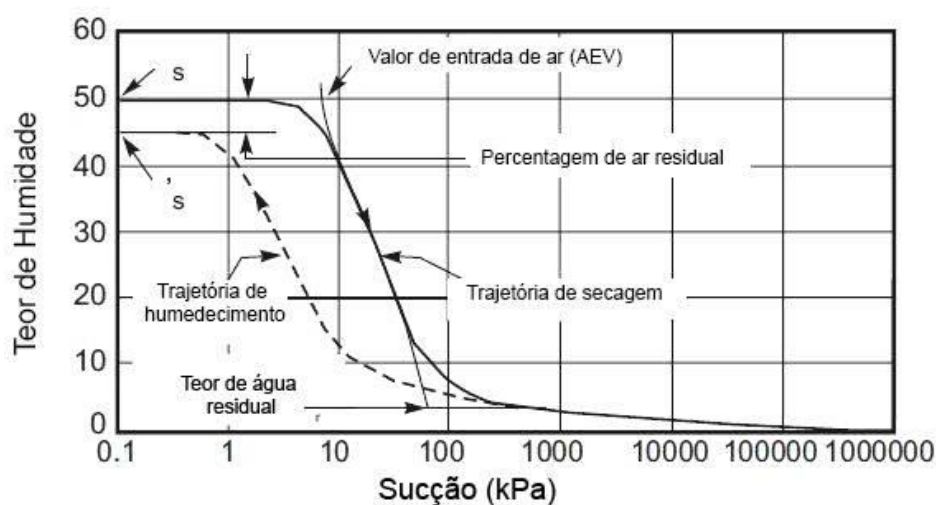


Fig. 3.7 - Histerese da curva de retenção da água (adaptado de Fredlund e Xing, 1994)

As trajetórias de humedecimento (*absorption curve*) e secagem (*desorption curve*) são também um dos fatores que influenciam a forma da curva de retenção, como se pode concluir pela observação da Figura 3.7. A trajetória de humedecimento difere da de secagem devido à existência do fenómeno de histerese que consiste na tendência de um material conservar as suas propriedades na ausência do estímulo que as gerou. O facto do ponto inicial da trajetória de secagem não coincidir com o ponto final da trajetória de humedecimento é resultado do aprisionamento do ar nos poros, que dificulta o aumento do teor de água durante o processo de humedecimento. De acordo com Fredlund e Xing (1994) a curva característica de retenção de água no solo é tipicamente representada segundo a sua trajetória de secagem.

Os restantes fatores dos quais a forma da curva característica de um solo é dependente são retratados graficamente na Figura 3.8. Importa salientar que o índice de vazios se encontra expresso pelo volume específico ($v=1+e$) e ainda que as curvas relativas ao estado de tensão foram obtidas através de ensaios realizados em placa de pressão modificada, a qual possibilita que uma tensão vertical seja aplicada à amostra. (Feuerharmel, 2007)

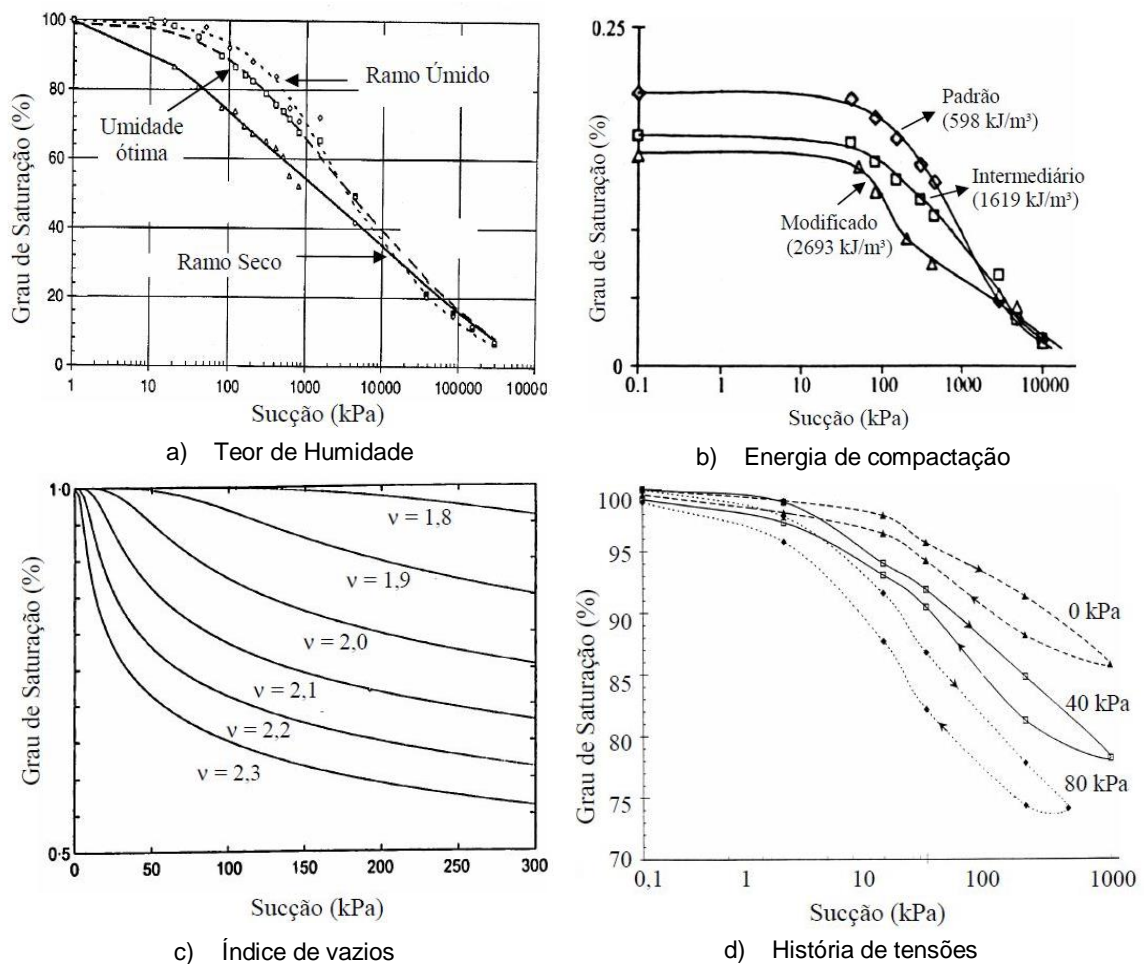


Fig. 3.8 - Fatores que influenciam a curva característica do solo (Feuerharmel, 2007)

A obtenção da curva característica do solo é feita através da realização de um ou mais métodos de medição de sucção, nomeadamente a placa de pressão, papel de filtro, bloco de gesso ou psicómetro sendo que todos apresentam resultados semelhantes, pressupondo uma boa calibração e execução.

3.4.1.3. Equações Representativas da Curva de Retenção de um Solo

Além da determinação pela via experimental, a curva de retenção de um solo pode ser descrita a partir de diferentes formulações e modelos propostos por diferentes autores.

A maioria desses modelos tem por base a interdependência demonstrada entre a forma da curva característica e a distribuição do tamanho dos poros. Nesse âmbito, a Tabela 3.1 pretende reunir apenas as principais equações de ajuste da curva característica. Importa destacar que grande parte dessas equações foi desenvolvida para solos específicos, intervalo de sucção limitado e representam apenas a trajetória de secagem. (Feuerharmel, 2007)

Tabela 3.1 - Equações representativas da Curva Característica (adaptado de Feuerharmel, 2007)

Referência	Equação	Descrição das variáveis
Brooks e Corey (1964)	$S = \left(\frac{\psi_b}{\psi}\right)^\lambda$	S – grau de saturação λ – índice de distribuição do tamanho de poros ψ_b – valor da sucção na entrada de ar ψ – sucção
van Genuchten (1980)	$S = \left[\frac{1}{1 + (a\psi)^n}\right]^m$	a – parâmetro de ajuste relacionado com o AEV n – parâmetro do solo relacionado com o declive do ponto de inflexão m – parâmetro do solo relacionado com declive no ponto de inflexão da curva de retenção
Fredlund e Xing (1994)	$\theta = C_\psi \frac{\theta_s}{\left[\ln\left[e + \left(\frac{\psi}{a}\right)^b\right]\right]^c}$ $C_\psi = 1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{\psi_r}\right)}$	θ_s – teor de água volumétrico saturado e – índice de vazios ψ_r – sucção correspondente ao ponto de saturação residual n – parâmetro do solo relacionado com o declive do ponto de inflexão m – parâmetro do solo relacionado com o declive no ponto de inflexão da curva de retenção
Gallipoli <i>et al.</i> (2003)	$\Theta = \left[\frac{1}{1 + (a\psi)^n}\right]^m$ $\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$ $\alpha = \phi(\nu - 1)^\psi$	Θ – teor de água volumétrico normalizado (adimensional) θ_r – teor de água volumétrico residual θ_s – teor de água volumétrico saturado ν – peso específico ϕ – constante do solo (correção do modelo de van Genuchten (1980) para solos deformáveis)

De acordo com Leong e Rahardjo (1997) as equações que melhor se ajustam as curvas características de solos são as de van Genuchten e de Fredlund e Xing. (Leong e Rahardjo (1997) citado por Ramalho, 2011)

3.5. ESTADO DE TENSÃO DE UM PONTO DO SOLO NÃO SATURADO

O estudo do estado de tensão e comportamento mecânico dos solos saturados assenta unicamente no princípio das tensões efetivas. A tensão normal efetiva, expressa na equação 3.2, é a tensão que efetivamente atua sobre o esqueleto sólido, sendo responsável pela variação de volume e resistência ao cisalhamento deste tipo de solos. Assim sendo, qualquer mudança desta variável conduzirá a uma alteração do estado de equilíbrio do solo, representado na Figura 3.9a).

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (3.2)$$

Onde σ' representa a tensão normal efetiva, σ a tensão normal total e u_w a pressão da água no solo.

Contudo, em problemas de solos não saturados este princípio deixa de ser válido na medida em que os vazios que os constituem são preenchidos por dois fluidos, ar e água, que entram em equilíbrio a pressões diferentes devido a tensão superficial. O solo comporta-se como um sistema trifásico (ar, água e partículas solidas) sendo difícil quantificar a porção de tensão transmitida entre os grãos (tensão efetiva).

Neste seguimento, Fredlund e Morgenstern (1977) formularam equações de equilíbrio de forças baseadas na mecânica de meios multi-fásicos contínuos. Segundo os mesmos autores, as variáveis de estado de tensões para um solo não saturado podem ser agrupadas em três combinações: i) $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$; ii) $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$; iii) $(\sigma - u_a)$ e $(\sigma - u_w)$. Qualquer um destes pares pode ser utilizado para formular equações descritivas da resistência ao corte, variações volumétricas e propriedades hidráulicas deste tipo de solos. No entanto, a primeira (i) que relaciona a tensão normal líquida $(\sigma - u_a)$ com a sucção $(u_a - u_w)$ parece ser a mais vantajosa para o uso na prática de engenharia geotécnica, na medida em que os efeitos na mudança da pressão normal total sobre o solo, podem ser separados dos efeitos causados na mudança da pressão de água nos poros. Figura 3.9b). (Feuerharmel, 2007)

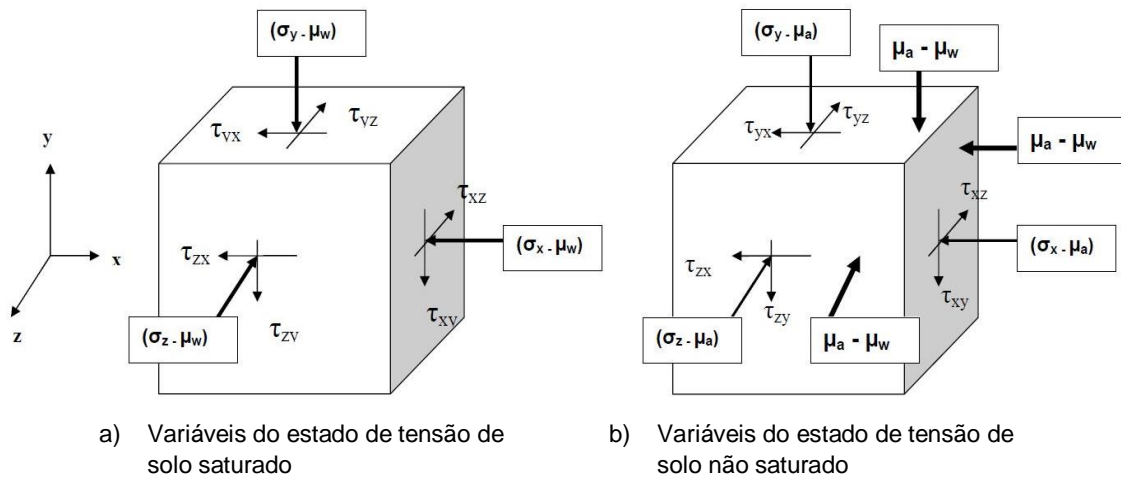


Fig. 3.9 - Ilustração conceitual das variáveis do estado de tensão (adaptado de Fredlund e Morgenstern, 1977)

3.6. RESISTÊNCIA AO CORTE

A resistência ao cisalhamento, ou corte, é definida como a máxima pressão de corte que o solo pode suportar sem sofrer rotura, ou, na perspectiva contrária, a tensão de corte do solo no plano em que a rotura ocorre. A definição da envolvente de resistência, ou rotura, implica a consideração de duas componentes principais sendo elas o atrito e a coesão.

Entenda-se envolvente de resistência como o lugar geométrico dos estados de tensão na rotura. Por sua vez, a rotura é caracterizada pelo desenvolvimento de uma superfície contínua ao longo da qual se dá o corte num determinado perfil de um solo. Aspetos relacionados com a formação da superfície de rotura e fenómenos que conduzem à sua formação serão devidamente tratados no capítulo 5.

3.6.1 ROTURA EM SOLOS SATURADOS

Os solos saturados e secos experimentam rotura de acordo com o critério de Mohr-Coulomb. Segundo Matos Fernandes (2006) este critério postula que um material entra em rotura num ponto quando “num par de facetas ou planos que passam nesse ponto é atingida uma dada relação entre a componente normal e a componente tangencial da tensão” (equação 3.3). Por outras palavras, a rotura acontece quando o círculo de Mohr correspondente ao estado de tensão de um ponto atinge a envolvente de rotura. A determinação desta é feita através de ensaios onde os solos experimentam diferentes condições iniciais, como forma de garantir a definição dos diferentes estados de rotura.

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \cdot \tan \phi' \quad (3.3)$$

Onde:

- τ_f - tensão tangencial de rotura num par de facetas do ponto ou plano de rotura
- c' - coesão (efetiva)
- σ'_f - tensão normal efetiva no mesmo par de facetas desse ponto ou plano de rotura
- ϕ' - ângulo de atrito (efetivo) ou ângulo de resistência ao corte

A resistência ao corte é função de 2 componentes: imbricamento (*interlocking*) e resistência entre as partículas. O imbricamento, especialmente presente em solos densos, é definido como o trabalho necessário para que ocorra movimentação ascendente das partículas, causando expansão volumétrica (dilatância) durante o corte. Relativamente à resistência entre as partículas, é representada pelas parcelas coesão e ângulo de atrito dos solos cujo valor é função de propriedades físicas dos solos como a granulometria e o teor de água.

3.6.2 ROTURA EM SOLOS NÃO SATURADOS

No caso dos solos na condição não saturada, o critério de rotura usado é uma expansão do critério de Mohr Coulomb. Proposto por Fredlund et al. (1978), consiste numa extensão da envolvente de rotura tradicional na medida em que somente lhe é acrescentado o contributo da sucção matricial, equação 3.4.

Neste, o círculo de tensão correspondente às condições de rotura é apresentado em três dimensões, onde os eixos horizontais apresentam as variáveis de tensão e o eixo vertical é representativo da tensão de corte (Figura 3.10). As variáveis de tensão usualmente utilizadas são a tensão normal líquida ($\sigma - u_a$) e a sucção matricial ($u_a - u_w$), já mencionadas no ponto 3.5.

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a)_f \cdot \tan \phi' + (u_a - u_w)_f \cdot \tan \phi^b \quad (3.4)$$

Onde:

- τ_f – tensão tangencial de rotura
- c' - coesão (efetiva)
- $(\sigma - u_a)_f$ – tensão normal líquida no plano de rotura
- ϕ' - ângulo de atrito (efetivo) ou ângulo de resistência ao corte
- $(u_a - u_w)_f$ – sucção matricial no plano de rotura
- ϕ^b – ângulo que define a taxa de aumento da resistência ao corte com a sucção matricial

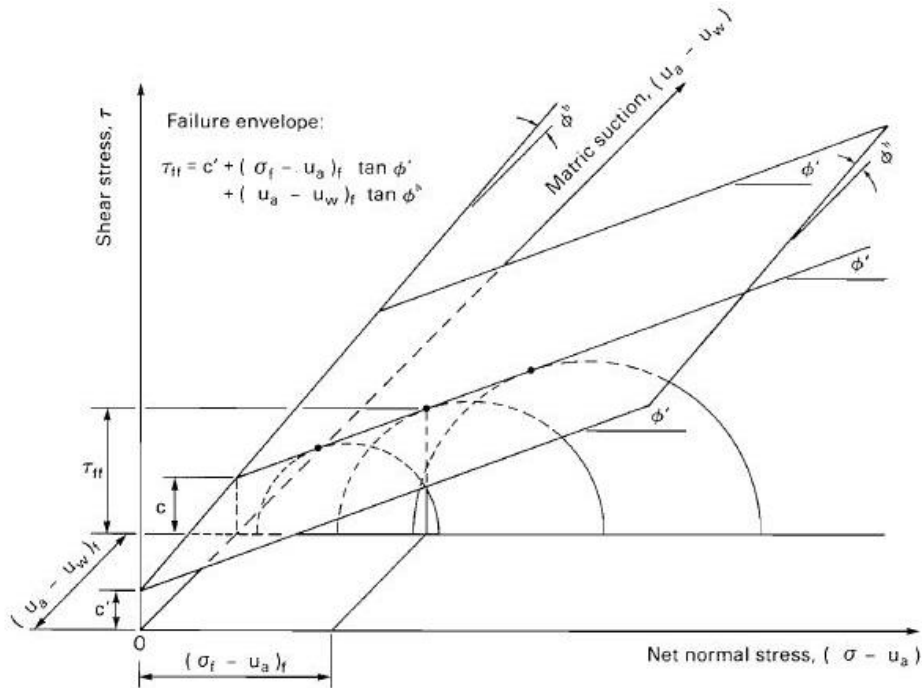
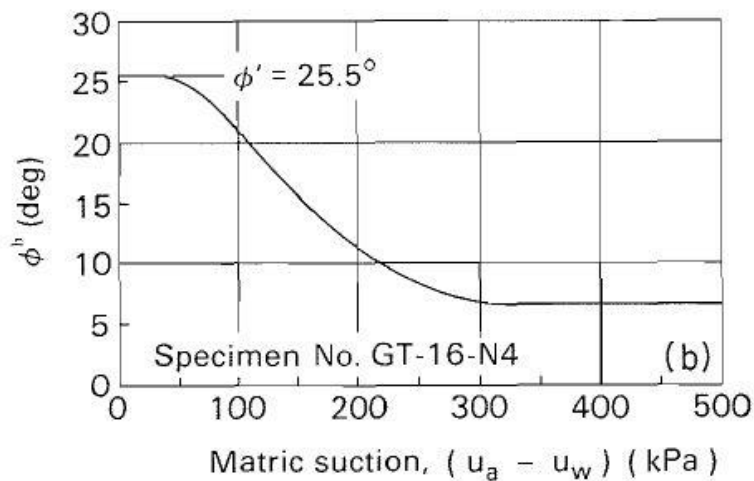


Fig. 3.10 - Envolvente de rotura do Critério de Mohr Coulomb expandido (Lu e Likos, 2004)

O ângulo ϕ' assinala um aumento na tensão tangencial devido ao aumento de tensão normal líquida, enquanto que ϕ^b caracteriza a situação de um aumento na sucção mátrica do maciço. O valor de ϕ^b é igual a ϕ' para valores de sucção próximos de zero, e à medida que a esta aumenta o valor ϕ^b tende a ser menor a ϕ' . A Figura 3.11 representa a variação deste ângulo num solo não saturado ensaiado por Gan, M. et al. em 1988.

No entanto, alguns autores obtiveram resultados experimentais que indicam que alguns solos podem apresentar valores de ϕ^b maiores que ϕ' , principalmente para baixas sucções (Feuerharmel, 2007)

Fig. 3.11 - Relação entre ϕ^b e a sucção num solo não saturado (Gan, M. et al, 1988)

A parcela adicional de resistência ao corte dos solos não saturados, denominada coesão aparente, resulta do acréscimo de tensão efetiva por efeito da pressão neutra negativa - sucção, que se manifesta por um aumento na força de contacto entre os grãos. Assim sendo, pode concluir-se que a coesão total (c) resulta da soma entre a coesão efetiva (c') e a coesão aparente. Esta pode ser caracterizada pela equação 3.5 e é facilmente perceptível numa perspetiva frontal do plano “ τ vs $(u_a - u_w)$ ” no sistema de eixos representado na Figura 3.12.

$$c = c' + (u_a - u_w)_f \cdot \tan \phi^b \quad (3.5)$$

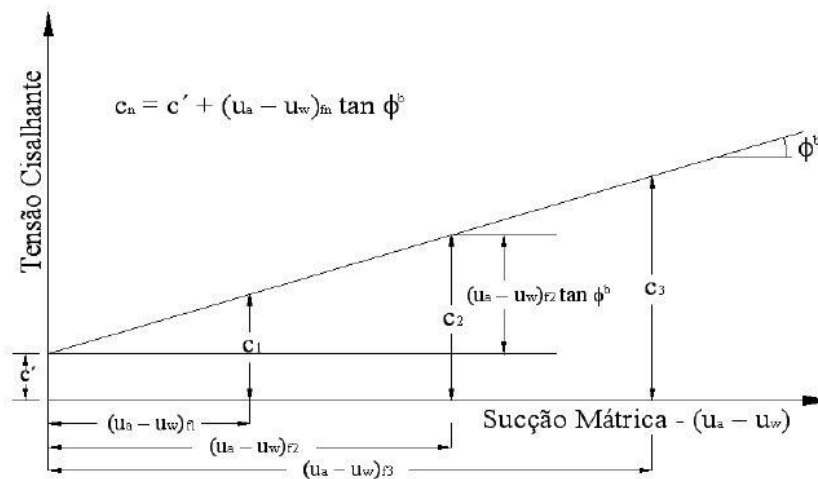


Fig. 3.12 – Representação gráfica da coesão total (Fredlund e Rahardjo, 1993)

As variáveis do estado de tensão representadas nos eixos das abcissas permitem uma fácil transição na descrição de tensões do caso não saturado para o caso saturado. Ao longo desta transição, como o grau de saturação se aproxima de 100%, a pressão da água intersticial (u_w) aumenta aproximando-se da pressão do ar nos poros (u_a) e portanto a parcela sucção mátrica torna-se nula. Deste modo, a envolvente de rotura passa de tridimensional para bidimensional sendo constituída unicamente pelo plano “ τ vs σ ”, o que comprova que os solos saturados são um caso particular dos solos não saturados.

Resumidamente, os padrões de comportamento típicos dos solos não saturados são constituídos por: i) alteração da rigidez e resistência do solo devido a alterações da sucção, ii) comportamento elastoplástico do solo devido a variações de tensão e sucção, iii) existência de colapso da estrutura, ou arranjo, das partículas sólidas associado a certas trajetórias de diminuição da sucção, iv) existência de deformação volumétrica plástica associada a variações de sucção histeréticas e v) aumento não linear da resistência ao corte com o aumento da sucção.

3.6.2.1 Modelos Propostos para a Previsão da Resistência ao Cisalhamento dos Solos Não Saturados

A necessidade do desenvolvimento de modelos empíricos na previsão da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados deve-se à morosidade e elevados custos associados às análises experimentais deste tipo de solo.

Dentre os principais estudos desenvolvidos é possível destacar o de Vanapalli et al. (1996). De acordo com o autor, a taxa de variação da resistência ao cisalhamento de um solo não saturado parece estar correlacionada com a área dos meniscos de água em contacto com as partículas do solo ou agregados. Assim sendo, é evidente a existência de uma correlação entre a curva de retenção e resistência ao cisalhamento de um solo não saturado, apresentada na Figura 3.13 para um silte argiloso e areia fina.

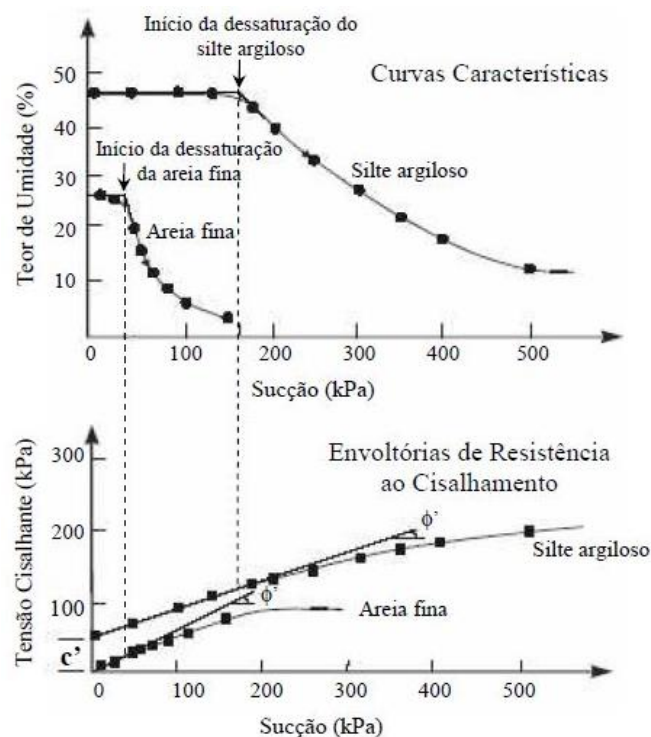


Fig. 3.13 - Relação entre a curva característica e a envolvente de resistência ao cisalhamento [19]

Como o presente na figura anterior, a relação entre a tensão cisalhante e a sucção mátrica pode ser não linear. A não-linearidade da envolvente de resistência pode também ser explicada com base na curva característica do solo. Assim sendo, a resistência ao cisalhamento aumenta linearmente com a sucção, (trecho caracterizado pela igualdade entre ϕ^b e ϕ^c) até ser atingido o valor de entrada de ar no solo (AEV). Após este valor, o aumento da resistência é não linear até que as condições residuais sejam alcançadas, na quais ϕ^b é menor que ϕ^c .

3.6.3 ROTURA EM TENSÕES TOTAIS

O critério de Mohr-Coulomb, já mencionado nos pontos anteriores, representa de forma clara o processo de rotura correspondente aos solos arenosos (excetuando o fenómeno de liquefação das areias) e ao carregamento lento das argilas. O estudo é realizado em tensões efetivas e o carregamento diz-se em condições drenadas, uma vez que não se verifica a geração de excessos de pressão neutra.

As situações que contemplam variações rápidas do estado de tensão dos solos finos dizem respeito a carregamentos não drenados. Nestes carregamentos, não existe variação do teor de água e portanto geram-se excessos de pressão neutra, o que remete para uma análise em tensões totais. Os excessos de pressão neutra gerados são, maioritariamente, consequência da baixa permeabilidade característica deste tipo de solos que impede a libertação rápida da água aquando da resposta ao carregamento. Deste modo, os parâmetros: ângulo de atrito efetivo (ϕ') e coesão efetiva (c') perdem relevância, enquanto que conceitos como o parâmetro de pressão neutra (B) e a taxa de geração dos excessos de pressão neutra (A), introduzidos por Skempton, assumem particular importância neste tipo de análise.

A máxima tensão de corte mobilizável no solo quando sujeito a um carregamento em condições não drenadas, designada por resistência não drenada, c_u , é dependente do parâmetro de Skempton A_f (equação 3.8), e apresenta enorme importância prática no estudo deste tipo de solos.

$$c_u = \frac{c' \cdot \cos \phi'}{1 - \sin \phi' + 2A_f \cdot \sin \phi'} + \sigma'_{vo} \frac{\sin \phi' \cdot (1 - A_f + K_o \cdot A_f)}{1 - \sin \phi' + 2A_f \cdot \sin \phi'} \quad (3.6)$$

Onde:

- c_u – resistência não drenada;
- c' - coesão efetiva;
- ϕ' - ângulo de atrito efetivo;
- σ'_{vo} – tensão normal efetiva vertical de repouso;
- K_o – coeficiente de impulso em repouso;
-

$$K_o \cong 1 - \sin \phi' \quad (3.7)$$

- A_f – parâmetro de pressão neutra correspondente à rotura (*failure*):

$$A_f = \frac{\Delta u_f}{\Delta \sigma_{1f}} \quad (3.8)$$

Em que:

- Δu_f – excesso de pressão neutra gerado na rotura;
- $\Delta \sigma_{1f}$ – incremento de tensão normal aplicado na rotura.

Tabela 3.2 - Valores típicos do parâmetro A_f deduzidos de ensaios de compressão triaxial (Matos Fernandes, 2006)

Tipo de solo	A_f
Argilas fortemente sobreconsolidadas	-0,5 a 0,0
Argilas medianamente sobreconsolidadas	0,0 a 0,3
Argilas ligeiramente sobreconsolidadas	0,3 a 0,7
Argilas normalmente consolidadas	0,7 a 1,3
Argilas colapsíveis (quick clays)	>1,3

Importa notar que a equação 3.6 não é única, representando apenas a expressão de c_u para carregamentos em que trajetória de tensões totais corresponde a uma compressão triaxial. O valor deste parâmetro é ainda condicionado pelo tipo de carregamento, destacando a extensão triaxial, (cálculo análogo ao da compressão uniaxial) e o corte simples (equação 3.9). Este último, *vane test*, permite aferir que a resistência não drenada evolui com a profundidade, contudo nem sempre de forma linear.

$$c_u = \mu \cdot \frac{2M_{tf}}{\pi \cdot D^2 \cdot \left(H + \frac{D}{3}\right)} \quad (3.9)$$

Onde:

- μ – fator de correção função do índice de plasticidade (I_p) ou limite de liquidez (w_L);
- M_{tf} – momento torsor máximo aplicado ao molinete rotativo;
- D – diâmetro do molinete;
- H – altura das lâminas do molinete.

Segundo Matos Fernandes (2006) “*pode então concluir-se que para qualquer amostra do mesmo solo consolidada sob as mesmas tensões efetivas, submetida a um ensaio de compressão triaxial não drenado, a resistência exibida seria a mesma, independentemente da grandeza e do sinal da componente isotrópica do carregamento*”. Assim sendo, verifica-se que numa representação gráfica “ τ vs σ, σ' ”, os círculos de Mohr correspondentes ao estado tensão em tensões totais apresentam os mesmos diâmetros, sendo que a envolvente de rotura é representada por uma reta horizontal de ordenada c_u , como se observa na Figura 3.14 correspondente ao Critério de Tresca.

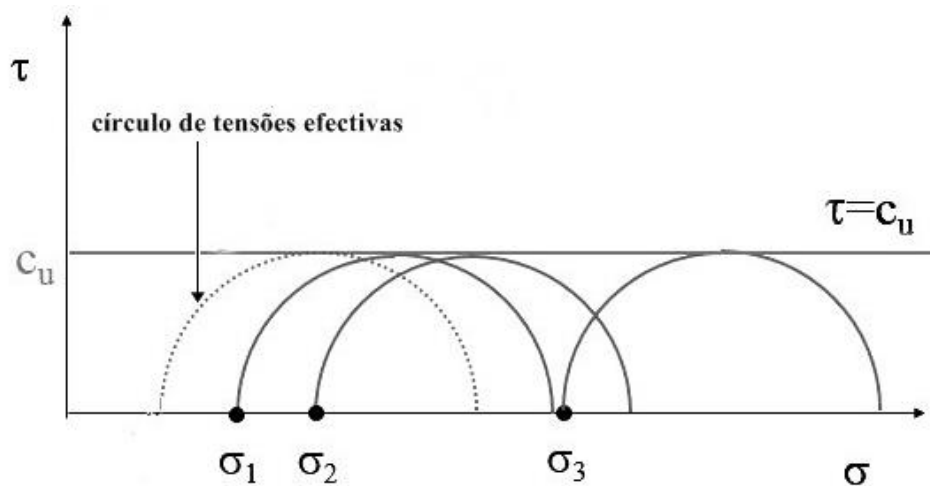


Fig. 3.14 - Critério de Tresca

A reprodução das condições em campo de um solo em condições de tensões diferentes da situação colocada, como por exemplo, grau de saturação diferente de 100%, implica o traçado “clássico” da envolvente de rotura em que se determina a coesão e o ângulo de atrito do material. Através dos mesmos ensaios, adotam-se assim valores da resistência não drenada percebendo a sua relação com a sucção e o grau de saturação. (Costa, 2014)

4

HETEROGENEIDADE TRANSITÓRIA DO SOLO – TRANSIENT SOIL HETEROGENEITY

4.1. CONCEITO

A necessidade da introdução do conceito *Heterogeneidade Transitória do Solo* justifica-se pela importância que possui na previsão e compreensão de fenómenos de instabilidade de taludes. De facto, quando é realizada uma análise de estabilidade a um determinado talude natural exposto a diversas ações externas, como é o caso da alteração das condições climáticas, é essencial ter em atenção a temática da heterogeneização comportamental de alguns solos em função do teor em água ao longo do tempo.

A avaliação da segurança e conceções que garantem a estabilidade de um solo são genericamente praticados como resultado das forças hidrostáticas e hidrodinâmicas geradas pela presença da água. Por outras palavras, o cálculo do fator de segurança (FS) é baseado na comparação de entidades onde são aplicadas essas mesmas forças e as soluções reproduzem esses conceitos.

Importa agora salientar que alguns solos expostos a mudanças climáticas e diversos regimes de pluviosidade apresentam uma redução de resistência (resultado da variação do teor de água) não contabilizada nos cálculos de estabilidade. Mesmo quando o cálculo dos FS se baseia na aplicação dos coeficientes de redução da coesão e atrito presentes no Eurocódigo 7, estes fatores redutores têm apenas em consideração a variabilidade intrínseca dos mesmos, não retratando a situação exposta anteriormente.

Pela observação de fenómenos de instabilidade pode afirmar-se que os maiores escorregamentos de massas estão frequentemente associados a essas perdas de resistência, mais do que ao aumento das forças hidrostáticas e hidrodinâmicas, ou então são resultado da combinação das duas situações. Estas perdas de resistência são resultado dos processos de penetração e humedificação de água nos solos finos, e portanto determinantemente relacionadas com os limites de comportamento postulados por Atterberg (valor de índice de plasticidade do solo), assunto abordado convenientemente ao longo do capítulo.

Assim sendo, o conceito da heterogeneidade transiente do solo, apresentado neste documento, traduz o fenómeno da variação da resistência ao longo do tempo, consequência da alteração do teor de humidade no tempo e no espaço com o efeito transitório da chuva. O estudo deste fenómeno possibilita a otimização das soluções de estabilização de taludes por controlo do teor de humidade do solo durante o período de chuva e não pelo uso de forças e reforços, que muitas vezes se têm mostrado pouco eficientes.

Importa ainda salientar que a determinação dos fenómenos de pluviosidade com características mais graves para a estabilidade das encostas de determinados terrenos, permitirá que no futuro sejam definidos padrões de chuva para efeitos de dimensionamento e de alerta antecipado de risco de fenómenos de escorregamento.

4.2. PERMEABILIDADE E PERCOLAÇÃO

A propriedade que representa a maior ou menor facilidade com que a percolação da água ocorre através dos poros do solo é denominada permeabilidade. Os materiais granulares são geralmente mais permeáveis por força da grande porosidade o que facilita o fluxo de água através do solo. Já os materiais coesivos, como é o caso das argilas, apresentam uma permeabilidade muito baixa dada a baixa porosidade que apresentam. O parâmetro representativo da permeabilidade de um dado solo denomina-se coeficiente de permeabilidade (K), obtido em laboratório através do ensaio de carga variável ou ensaio de permeabilidade de carga constante. Este é um parâmetro dependente do índice de vazios, composição mineralógica, grau de saturação e especialmente da granulometria, o que justifica a existência de valores típicos distintos de coeficientes de permeabilidade em diferentes solos de origem sedimentar (Tabela 4.1).

Tabela 4.1 - Valores típicos de k de solos de origem sedimentar (Matos Fernandes, 2006)

Tipo de solo	k (m/s)
Cascalhos limpos	$>10^{-2}$
Areia grossa	10^{-2} a 10^{-3}
Areia média	10^{-3} a 10^{-4}
Areia fina	10^{-4} a 10^{-5}
Areia Siltosa	10^{-5} a 10^{-6}
Siltes	10^{-6} a 10^{-8}
Argilas	10^{-8} a 10^{-10}

O movimento de água através dos poros do solo ou simplesmente percolação, respeita os princípios da dinâmica dos fluidos regendo-se segundo a Lei de Darcy.

Assim, o movimento de água num meio terroso, bidimensional homogéneo é representado pela Lei de Darcy (1895):

$$Q = k \cdot i \cdot S \quad (4.1)$$

Em que:

- Q – caudal percolado por uma determinada secção;
- k – coeficiente de permeabilidade;
- i – gradiente hidráulico;
- S – área da secção transversal ao escoamento.

4.3. TEOR DE HUMIDADE

Como já mencionado no capítulo anterior, o teor em água natural do terreno pode ser representado segundo o teor de água gravimétrico (ω) ou teor de água volumétrico (θ). Enquanto que o primeiro representa o rácio entre o peso ou massa de água presente nos poros do material e o peso ou massa das

partículas sólidas desse mesmo material, o segundo define o volume de água por unidade volumétrica do solo.

A presença de água no solo é preponderante para o crescimento e manutenção da vegetação, o abastecimento dos aquíferos e inclusivamente para a sua estabilidade. Evidentemente, os solos naturais possuem porções variáveis de água e ar, resultado das suas características estruturais e mineralógicas (capacidade de retenção de água) e ainda da exposição a diferentes fatores externos.

Aspetos como o regime de precipitação característico da região, isto é, a sua duração e intensidade, taxa de infiltração da água no solo, evaporação e evapotranspiração na interface solo-atmosfera permitem estimar a variação do teor de humidade natural do solo e consequentemente estudar e prever fenómenos de instabilidade.

Os processos de evaporação e evapotranspiração desempenham um importante papel na remoção da água infiltrada no terreno. Contudo, requerem a consideração de algum tempo para conduzir um efeito considerável por se tratarem de fenómenos potenciados pela ação solar e variação da temperatura da região aquando da finalização do período de chuva. Por estas razões, os seus efeitos são desprezáveis logo após o início de um evento pluviométrico e portanto não serão desenvolvidos ao longo deste trabalho.

4.3.1. INFLUÊNCIA DA PRECIPITAÇÃO NA VARIAÇÃO DO TEOR DE HUMIDADE

Este fenómeno meteorológico influencia direta e significativamente as condições hidrológicas do terreno, tanto ao nível do teor de água nos estratos mais superficiais emersos, como na posição do nível freático. De acordo com décadas de observação da Região Demarcada do Douro, os efeitos advindos da precipitação são a principal causa da maioria das situações de instabilidade nos taludes, temática que será convenientemente abordada no capítulo 5.

Os aparelhos usados na medição da precipitação denominam-se udómetros ou pluviómetros que constituem postos ou estações udométricas localizadas em diversos pontos geográficos do país. O udómetro, também designado por sensor de precipitação destina-se a medir a precipitação acumulada num intervalo de tempo previamente estabelecido, sendo que a unidade de medida mais comumente utilizada é o milímetro (mm). Como forma de obter uma caracterização climática mais pormenorizada pode interessar ainda conhecer a intensidade da precipitação. Este parâmetro é conseguido com recurso a udógrafos ou pluviógrafos que registam de uma maneira contínua a precipitação verificada e cujo valor obtido é geralmente apresentado em milímetros por hora (mm/h). (Lencastre, 2010)

Em Portugal, as principais fontes de documentação relativas ao regime de chuvas são o Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica e a Direcção-Geral dos Recursos e Aproveitamentos Hidráulicos. (Lencastre, 2010)

4.3.2. INFLUÊNCIA DA INFILTRAÇÃO NA VARIAÇÃO DO TEOR DE HUMIDADE

A infiltração é definida como o movimento de entrada de água no solo, provocado pela ação gravítica ou pela ação capilar e é consequência direta da precipitação.

Genericamente pode afirmar-se que a capacidade de infiltração começa por ser elevada no início de uma chuvada (em particular se o solo estiver seco) e tende a diminuir, aproximando-se assintoticamente de um valor que corresponde à taxa de infiltração final também denominada como taxa permanente de infiltração (Figura 4.1).

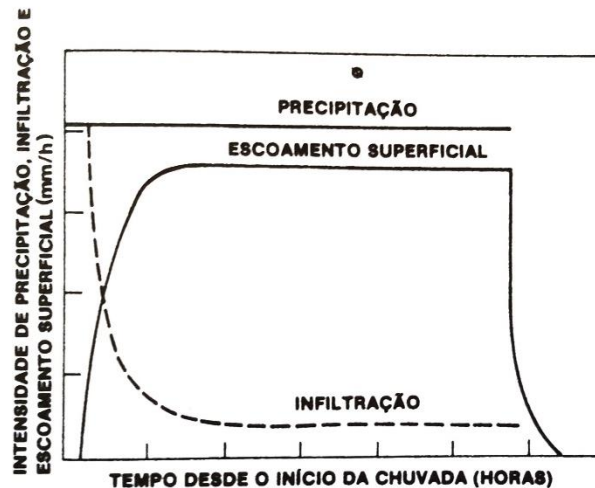


Fig. 4.1 - Infiltração e escoamento superficial durante uma precipitação constante (Lencastre, 2010)

A medição da capacidade de infiltração de um solo é feita através de infiltrómetros, ou segundo métodos que se baseiam na comparação entre água precipitada e o caudal de água proveniente do escoamento superficial. Note-se que a capacidade de infiltração só é atingida durante a chuva se houver excesso de precipitação. Caso contrário, a taxa de infiltração da água do solo não é máxima, não se igualando à capacidade de infiltração. (Carvalho e Silva, 2006)

A infiltração envolve assim três processos interdependentes: a entrada de água através da superfície do solo; o seu armazenamento no solo; e o movimento através do solo (percolação e drenagem). (Lencastre, 2010)

4.3.2.1. Fatores que Afetam a Capacidade de Infiltração

A água infiltrada avança segundo uma frente de humedecimento, mais fácil ou dificilmente consoante a influência dos indicadores que afetam a capacidade de infiltração. Alguns dos indicadores que governam este fenómeno são o tipo de solo, a permeabilidade do solo, o grau de saturação do solo antes da chuva, a condutividade hidráulica do solo e a vegetação.

O tipo de solo influencia a capacidade de infiltração na medida em que varia diretamente com a porosidade e tamanho das partículas. Pela observação da Figura 4.2, facilmente se percebe que os solos com índice de vazios mais elevado e portanto com maior permeabilidade, como é o caso das areias, apresentam uma maior taxa de infiltração, ao contrário dos solos menos porosos e mais impermeáveis como siltes e argilas. Entenda-se permeabilidade como a competência de um solo transportar ou conduzir a água em condições saturadas e não-saturadas. (Aquino, 2004)

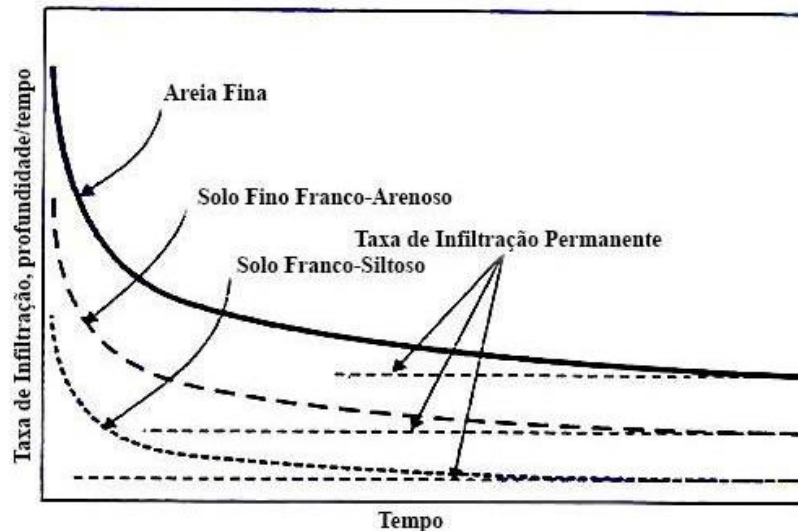


Fig. 4.2 - Curvas típicas da taxa de infiltração para diferentes tipos de solos (adaptado de [13])

O grau de saturação do solo antes da chuvada, é inversamente proporcional à infiltração verificada. Imagine-se uma primeira chuvada após um tempo de estio, esta estará naturalmente associada a um baixo escoamento superficial por intermédio da grande infiltração verificada. Mas se se imaginarem as chuvas seguintes, embora menos intensas, tendem a apresentar uma maior intensidade de escoamento superficial e consequentemente muito menor infiltração. Este fenómeno é explicado pela existência das forças de atração molecular e capilar (já explicadas ao longo do capítulo 3) que fazem com que a capacidade de infiltração inicial de um solo seco seja mais alta. À medida que a água se infiltra no solo, a camada superficial fica semi-saturada, provocando a diminuição das forças de capilaridade e, consequentemente, a diminuição da taxa de infiltração, que tende a permanecer constante após algumas horas. Este fenómeno é mais facilmente perceptível pela observação da figura seguinte.

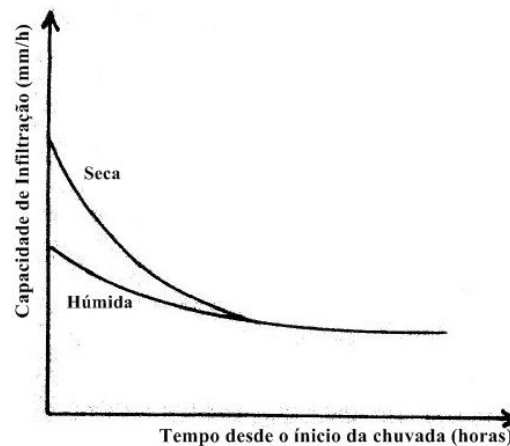


Fig. 4.3 - Variação da capacidade de infiltração de um solo para condições iniciais secas e húmidas (adaptado de Aquino, J., 2004)

Relativamente à condutividade hidráulica do solo, quanto maior o seu valor maior a capacidade de infiltração do solo, ou seja, maior será a quantidade de água a ser infiltrada quando o regime constante for atingido. Entenda-se condutividade hidráulica (K) como uma propriedade do solo que indica a facilidade com que água se movimenta nele.

Por último, no que diz respeito à cobertura vegetal, pode afirmar-se que esta é bastante eficiente no acréscimo da infiltração. De facto, a vegetação tende a provocar maiores valores de infiltração dado que

o sistema radicular das plantas potencia a formação de pequenos túneis através dos quais a água se infiltra.

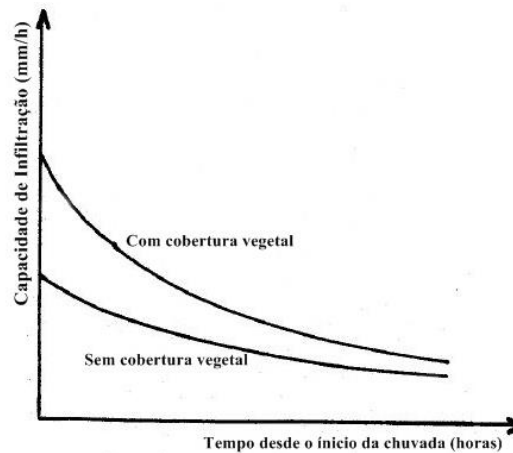


Fig. 4.4 - Influência da existência de cobertura vegetal na capacidade de infiltração de um solo (adaptado de Aquino, J., 2004)

4.3.2.2. Modelos Empíricos para o Cálculo da Taxa de Infiltração

Os modelos teóricos que estimam a infiltração da água no solo surgiram na segunda metade do século XX, com base na teoria física do escoamento em meios porosos, descrita pela Lei de Darcy. Dentre os modelos teóricos desenvolvidos, o de Green e Ampt (1911) é um dos mais aplicados no meio científico.

A equação desenvolvida por Green e Ampt, estima a capacidade de infiltração de um determinado solo pressupondo que este é homogêneo e de profundidade infinita, considerado saturado (θ_s) na zona acima da frente de humedecimento, e com teor de humidade nas condições iniciais na zona abaixo da mesma (θ_i). A vantagem deste método em relação a outros métodos empíricos como o de Horton e o de Kostiakov é o facto de não apresentar dependência relativamente à medição de dados de infiltração, recorrendo a parâmetros que podem ser obtidos através das propriedades hidráulicas dos maciços terrosos.

Sucede porém que, segundo o modelo de Green-Ampt, o volume acumulado por infiltração é uma função implícita do tempo, sendo portanto o seu cálculo um processo iterativo, moroso e pouco expedito, o que tem levado inúmeros investigadores a apresentarem fórmulas explícitas aproximadas à destes autores. (Mercês de Melo, 2008)

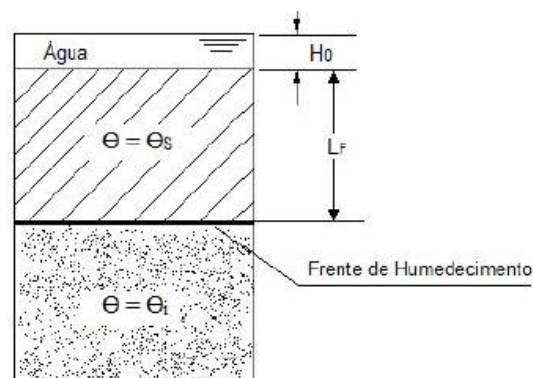


Fig. 4.5 - Modelo de Green-Ampt (Mercês de Melo, 2008)

$$f = k_s \cdot \left(1 + \frac{H_0 + \psi_f}{L_f} \right) \quad (4.2)$$

Onde:

- f – taxa de infiltração;
- k_s – coeficiente de permeabilidade do solo saturado;
- H_0 – altura da camada de água à superfície do terreno;
- ψ_f – sucção na frente de humedecimento;
- L_f – profundidade da frente de humedecimento.

Pela observação da equação 4.1, conclui-se que a infiltração decresce ao longo do tempo devido ao avanço da frente de humedecimento, representada pelo parâmetro L_f . Para além desta particularidade é possível verificar que a infiltração é função da sucção, sendo proporcional à mesma, assunto desenvolvido no seguinte ponto.

4.3.2.3 Relação entre a Sucção e o Processo de Infiltração

O processo de infiltração descreve a entrada de água no solo, e portanto encontra-se, evidentemente, suscetível à variação de fluxo da água ou outro fluido na interface solo-atmosfera.

Como referido no capítulo 3, o estado de tensão de um solo não saturado é normalmente avaliado considerando a parcela de sucção mátrica, cuja variação pode ser representada segundo o perfil apresentado na Figura 4.6. Este perfil é dependente de inúmeros fatores, incluindo o tipo do solo, a espessura da zona não saturada e a variação de fluxos de água na interface solo-atmosfera

No perfil apresentado, por simplicidade, a camada de solo não saturado pode ser dividida em duas zonas gerais: uma zona instável ou “ativa” (*unsteady “active” zone*) e uma zona estável (*steady zone*). Na zona estável, que compreende a porção mais profunda da área não saturada, o perfil da sucção é independente do tempo, enquanto que na zona instável, ou ativa, este perfil, por estar próximo da superfície, é influenciado pelas alterações sazonais do clima e portanto variável com o tempo. No Inverno, por exemplo, a sucção tende a apresentar valores baixos como resultado da elevada quantidade de água precipitada e consequentemente elevada infiltração. Já no Verão, esta é tendencialmente mais elevada, consequência dos baixos índices de pluviosidade registados durante esse período e portanto potenciadores de elevada evaporação. (Lu e Likos, 2004)

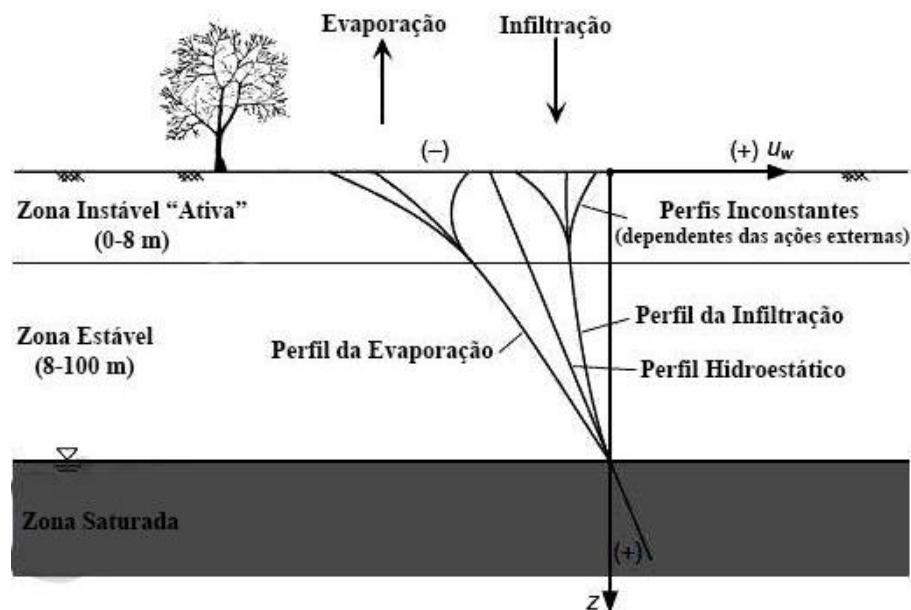


Fig. 4.6 - Perfil da variação da sucção num solo não saturado submetido a condições fronteira variáveis (Lu e Likos, 2004)

Note-se que, devido a diferentes condições atmosféricas e de capacidade de infiltração inerentemente suscetíveis a ações naturais e antropogênicas, o perfil de pressões neutras é, raramente, uma constante.

Importa ainda salientar que aquando da ocorrência de uma chuvada, a diminuição da infiltrabilidade ao longo do tempo resulta, principalmente, da diminuição do gradiente da sucção mátrica.

4.4. LIMITES DE ATTERBERG

O teor de humidade existente num determinado solo é o parâmetro fundamental de solos com fração fina, influenciando significativamente o seu comportamento mecânico. Deste modo, os Limites de Atterberg (ou de consistência) surgem da necessidade de estipular os valores notáveis do teor de água a partir dos quais, de forma expedita, é possível classificar e prever certas tendências do comportamento mecânico dos solos argilosos.

Enquanto que num solo granular o índice de vazios é independente do teor de água existente, num solo fino saturado esta grandeza é consequência do teor de água. Por conseguinte, os limites de Atterberg representados na Figura 4.7, apresentam a relação entre estas duas grandezas, onde em abcissas se encontra o teor de água e uma pasta de solo argiloso (w) e em ordenadas o índice de vazios que lhe diz respeito (e).

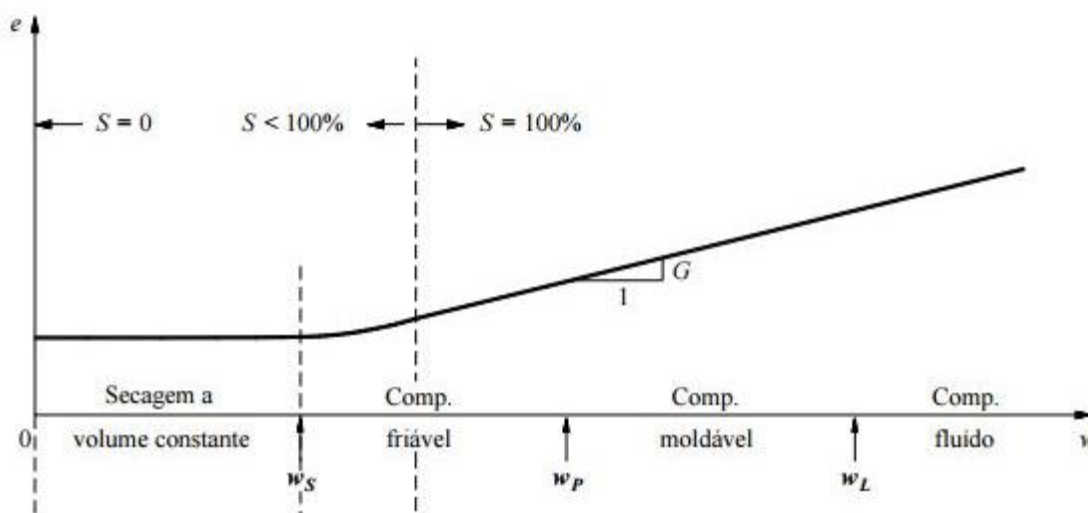


Fig. 4.7 - Limites de Atterberg (Matos Fernandes, 2006, p. 52)

Os diferentes comportamentos de uma argila são, como é perceptível, regidos pelo teor de água presente, podendo ser divididos em três comportamentos distintos. Por ordem crescente de teor de humidade estes são: o comportamento friável, o comportamento moldável e o comportamento fluído. No primeiro, a mistura encontra-se num estado semi-sólido, apresentando desfragmentação quando se tenta moldá-la. O segundo, como o próprio nome indica, diz respeito ao intervalo de teor de água no qual a mistura tende a conservar a forma que lhe é conferida, comportamento típico do estado plástico. Por último, o comportamento fluído é assim denominado para misturas com elevados valores de w , para os quais a mistura água-solo se comporta como um fluido.

Importa ainda referir que, valores muito reduzidos de teor de humidade estão associados a uma situação onde a mistura se encontra no estado sólido, não sofrendo variação de volume, dando-se a secagem por volume constante.

Os valores de teor de humidade que balizam cada um dos comportamentos físico-mecânicos de uma argila, representado na figura são:

- w_L – limite de liquidez;
- w_p – limite de plasticidade;
- w_s – limite de retração.

Note-se que estes valores são apenas aproximações, dado que são obtidos através de ensaios realizados sobre amostras de solo remoldado e remisturado com água, o que provoca alterações no arranjo inicial das partículas e do teor de água natural.

4.4.1 ÍNDICE DE PLASTICIDADE

Os solos finos são característicos pela sua grande capacidade de deformação e fissuração sem atingir a rotura. Esta particularidade está associada às propriedades plásticas que são, geralmente, quantificadas segundo o índice de plasticidade (I_p), calculado de acordo com a equação 4.3.

$$I_p = w_L - w_p \quad (4.3)$$

A água é fortemente atraída pelas superfícies dos minerais de argila, enquanto que as partículas não argilosas têm uma superfície específica muito menor e portanto menor afinidade com a água.

Recorrendo ainda à Figura 4.7, verifica-se que os dois limites envolvidos no cálculo do índice de plasticidade são os mesmos que delimitam o comportamento moldável. Pode então concluir-se que quanto maior o valor correspondente a este índice, maior é a gama de valores de teor de água para os quais o material mantém o comportamento moldável, e portanto mais plástico será o solo.

A conclusão anterior permite prever o comportamento de um material quanto à sua “fragilidade” ou “ductibilidade” consoante os valores mais baixos e mais elevados deste índice, respetivamente.

De facto, no decurso de uma chuvada que atua sobre um talude natural, quanto maior o valor do índice de plasticidade do solo, maior será o teor de humidade necessário para que este apresente um comportamento fluido. Nestas condições, os taludes tendem a apresentar um comportamento “dúctil”, uma vez que este apresentará maiores sintomas até que a rotura realmente aconteça, o que por si possibilita a tomada de medidas de prevenção da mesma.

Por outro lado, se o índice de plasticidade de um determinado solo for reduzido, o talude tenderá a apresentar um comportamento “frágil” se se fizer uma analogia ao comportamento do aço. Na perspetiva contrária à do parágrafo anterior, o talude comporta-se como um fluido para valores do teor de humidade mais baixos e a rotura dá-se sem aviso prévio.

É sabido, ainda, que as argilas são tanto mais compressíveis quanto maior o índice de plasticidade.

O conhecimento do índice de plasticidade do solo é fundamental, não só em análises de estabilidade, como também pode servir de base em análises de risco geotécnico, que será devidamente abordado no capítulo 6.

4.5. PERDA DE RESISTÊNCIA NOS SOLOS FINOS (LIMITES DE ATTERBERG)

A queda de vertentes ocorre, geralmente, durante ou após um evento pluviométrico, causa do aumento do teor de humidade. A variação do teor de água, para além de depender das características do material, é resultante de processos de humedificação e secagem, consequência dos regimes pluviométricos da região. Assim, os movimentos de vertente relacionados com eventos pluviométricos, estão associados a processos de perda de resistência dos solos, especialmente dos solos finos.

Ao longo do capítulo anterior, foi detalhadamente explicada a existência de uma coesão aparente resultante da sucção matricial presente nestes solos. De uma forma sucinta, a sucção matricial é uma pressão negativa que resulta da diferença de pressões entre os poros do solo preenchidos por ar e os poros preenchidos por água. O aumento do teor de humidade que consiste no aumento da quantidade de poros preenchidos por água, podendo mesmo provocar a saturação do solo, resulta numa perda parcial ou total da parcela de sucção matricial ou coesão aparente e consequentemente perda de resistência.

Assim, a relação entre a resistência não drenada dos solos finos e o teor de água pode ser descrita através de uma função não linear onde o tipo de solo é determinado por dois parâmetros (a e b). Estes parâmetros dependem principalmente da composição mineralógica dos solos, contudo aspetos como a temperatura, a estrutura do solo, adições orgânicas e a composição química da água nos poros parecem também influenciar os seus valores segundo estudos realizados por Trauner et al. (2005).

De acordo com Koumoto and Houlsby (2001) e Liu e Peng (2008) a relação entre o teor de água (w) e a resistência não drenada (c_u) pode ser descrita segundo a equação:

$$c_u = \left(\frac{a}{w}\right)^{\frac{1}{b}} \quad (4.4)$$

Onde a e b são parâmetros dependentes do solo obtidos apenas por via experimental. (Koumoto and Houlsby, 2001 citado por Trauner et al., 2005)

- a – teor de água quando a resistência não drenada é igual 1 kPa (%);
- b – declive da função linear que representa a relação entre o logaritmo do teor de água (%) e o logaritmo da resistência não drenada.

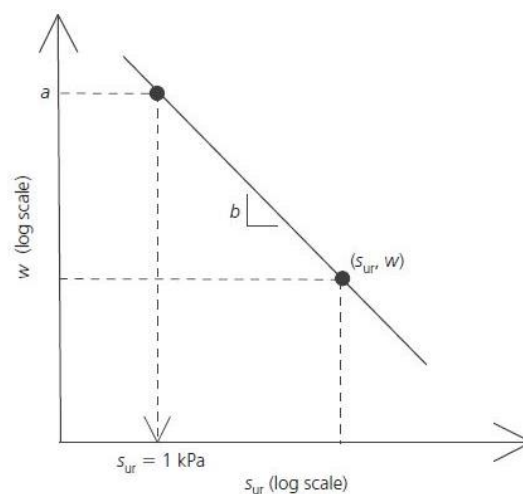


Fig. 4.8 - Relação entre o teor de água e a resistência não drenada para solos finos remoldados (O'Kelly, B., 2013)

Assim, é possível correlacionar a resistência não drenada de argilas remoldadas com o limite de liquidez e limite de plasticidade de um determinado solo. Segundo Casagrande (1932), o limite de liquidez representa o teor de água no qual diferentes solos finos apresentam igual resistência não drenada. Russel and Mickel (1970) afirmam, ainda, que quando atingido o limite de liquidez todas as argilas apresentam semelhante valor de sucção nos poros. (Casagrande, 1932; Russel and Mickel, 1970; citados por Sharma and Bora, 2003)

Deste modo, surgiram diversos estudos na tentativa de estimar o valor da resistência não drenada para o limite de liquidez dos solos. De acordo com Federico (1983), a resistência não drenada do limite de liquidez encontra-se compreendida entre 1.7 e 2.8 kN/m², enquanto que segundo outras pesquisas, nomeadamente Russel and Mickel (1970); Wroth and Wood (1978) entre outros, o intervalo de valores era mais restrito e ficava compreendido entre 1.7 e 2.0 kN/m². A variação deste valor é explicada por Wroth (1979) que afirma que se deve ao facto deste depender do aparelho usado na estimativa do limite de liquidez ou ainda pela deformação do solo ser induzida pelo seu peso próprio aquando da determinação do limite de liquidez através do aparelho de Casagrande. (Federico, 1983; Russel and Mickel, 1970; Wroth and Wood, 1978; Wroth, 1979 citados por Sharma and Bora, 2003)

Em 1978 os investigadores Wroth and Wood adotaram o mínimo valor do intervalo, tendo considerado 1.7 kPa como a melhor estimativa da resistência não drenada de um solo remoldado no seu limite de liquidez. Desde então este parece ser o valor mais aceite na execução de diversos estudos. Os mesmos autores concluíram ainda que a resistência não drenada do limite de plasticidade é, aproximadamente, cem vezes superior ao limite de liquidez e, portanto, 170kPa (Wroth and Wood, 1978 citado por Sharma and Bora, 2003).

Assim, segundo Nagaraj et al (1994) e Belvisco et al. (1985) o índice de plasticidade pode ser definido como a gama de teor de água que produz uma variação de 100 vezes da resistência não drenada.

Esta assunção é confirmada pelo estudo realizado por Skempton and Northey em 1953, no qual foram ensaiados três solos argilosos provenientes de locais distintos, Figura 4.9. Os resultados comprovam que o limite de plasticidade de cada um deles se aproxima da linha correspondente a uma resistência não drenada igual a 170 kN/m². Do mesmo modo, a linha de resistência não drenada igual a 1.7 kN/m² diz respeito ao limite de liquidez desses solos. (Sharma and Bora, 2003)

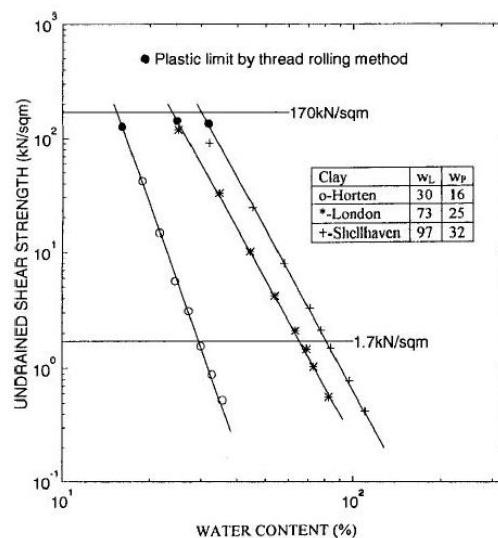


Fig. 4.9 - Relação entre o teor de água e a resistência não drenada (Sharma and Bora, 2003)

A relação entre a resistência não drenada e o teor de água de um solo é considerada linear quando representada num gráfico log-log. Esta é válida para um intervalo de valores de teor de humidade que se inicia abaixo do limite de plasticidade e termina muito acima do limite de liquidez para uma diversidade de solos com limites de liquidez entre 33.8% e 82% (Sharma and Bora, 2003).

Considerando que a relação linear entre $\log c_u$ e $\log w$ é uma característica de cada solo e a resistência não drenada para o limite de liquidez e limite de plasticidade como 1.7 kN/m² e 170 kN/m², respetivamente, é possível obter a seguinte expressão (Sharma and Bora, 2003):

$$\log c_u = \log c_{u_{w_L}} + \frac{2}{\log w_L / \log w_P} \times \log \frac{w_L}{w} \quad (4.5)$$

Onde:

- c_u – resistência não drenada para um valor de teor de água w ;
- $c_{u_{w_L}}$ – resistência não drenada do limite de liquidez;
- w_L – limite de liquidez;
- w_P – limite de plasticidade.

Pela observação da Figura 4.9, é evidente a perda de resistência que se verifica quando é aumentado o teor de humidade num determinado solo fino. Os valores da resistência não drenada encontrados para o limite de liquidez e plasticidade podem, assim, servir de base e referência em análises de solos constituintes de taludes naturais.

A dificuldade do estabelecimento deste tipo de relação para a generalidade dos solos finos prende-se com a determinação dos parâmetros a e b por implicar a realização de ensaios laboratoriais. Neste seguimento, autores como Trauner et al. (2005) debruçaram-se na investigação experimental destes parâmetros, bem como dos limites de plasticidade e liquidez para 5 amostras de solos finos provenientes dos Estados Unidos da América, predominantemente argilas. Na determinação dos limites de liquidez das amostras foi utilizado o *fall cone test* (*British cone*) enquanto que o limite de plasticidade foi determinado com recurso ao *rolling-thread test*. Os resultados dos diferentes ensaios realizados para cada uma das amostras, apresentam-se na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Parametrização das diferentes amostras ensaiadas por Trauner et al. (2005)

	Amostra 1	Amostra 2	Amostra 3	Amostra 4	Amostra 5
a [%]	50,67	49,67	34,22	85,82	48,94
b [%]	0,164	0,148	0,113	0,152	0,151
w_L [%]	20,25	21,71	18,22	36,78	21,07
w_P [%]	43,15	42,98	30,64	73,96	42,22
I_P [%]	22,9	21,29	12,42	37,18	21,15

Importa agora testar o valor da resistência não drenada correspondente ao limite de liquidez e plasticidade das diferentes amostras do solo. Assim, recorrendo à equação 4.4, o autor do presente trabalho procedeu ao cálculo dessa grandeza, não só para os limites supracitados, como também para valores de teor de humidade intermédio, como forma de confirmar a linearidade da relação numa escala logarítmica. Os resultados obtidos apresentam-se na Figura 4.10.

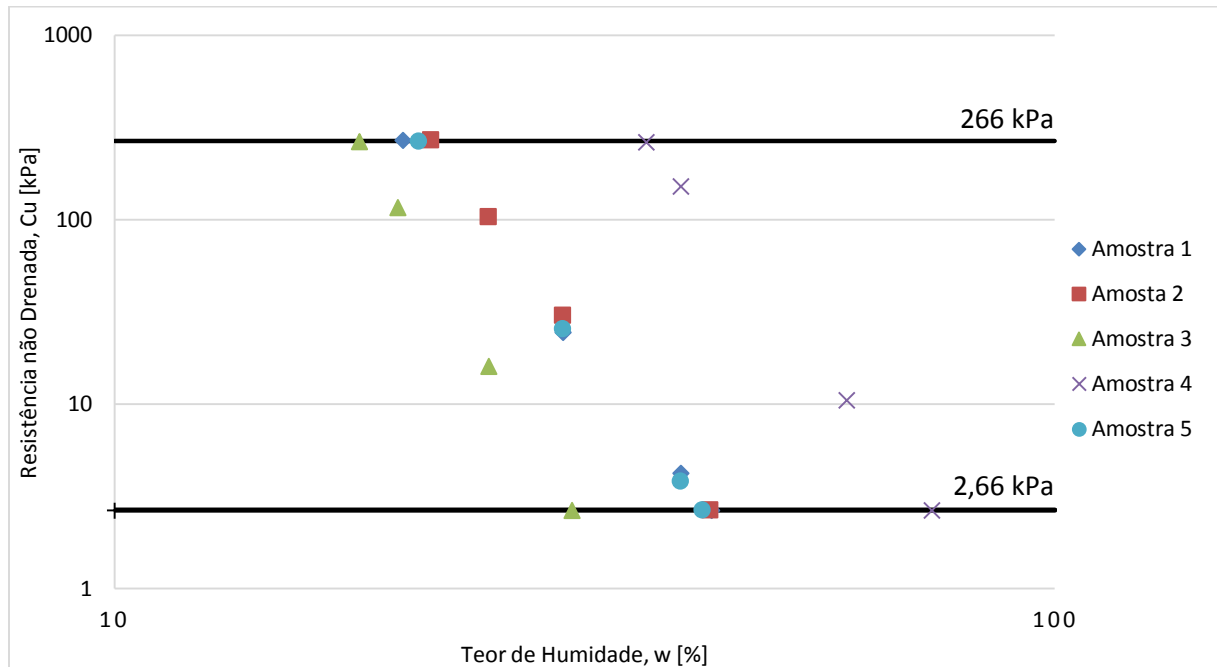


Fig. 4.10- Relação entre o teor de humidade e a resistência não drenada para as diferentes amostras do solo

Pela observação da figura anterior, é clara a linearidade da equação quando apresentada num gráfico log-log. No entanto, embora seja evidente a diferença de 100 vezes entre o valor da resistência não drenada correspondente ao limite de plasticidade e limite de liquidez, estas não apresentam uma variação entre 1,7 kPa e 170 kPa. De facto, para este tipo de solo, estas grandezas variam entre 2,66 kPa e 266 kPa, situação que se enquadra no intervalo apresentado por Federico em 1983, já mencionado anteriormente, que afirma que a resistência não drenada do limite de liquidez se encontra compreendida entre 1.7 e 2.8 kN/m². Importa ainda notar que segundo Dolinar (2009), se o ensaio utilizado na determinação dos limites de Atterberg for o *fall cone* (*British cone*), a resistência não drenada que se espera corresponder ao limite de liquidez e ao limite de plasticidade será 2,66 kPa e 266 kPa, repectivamente, que é exatamente o que se verifica para este caso.

5

ESTABILIDADE GLOBAL DE TALUDES**5.1. INTRODUÇÃO**

A instabilidade de taludes naturais é um problema recorrente na Engenharia Geotécnica e portanto de especial interesse para engenheiros e investigadores. Os taludes ou vertentes são superfícies de topografia acentuada, com maior ou menor declive, sujeitos a fenómenos erosivos. Estes fenómenos quando combinados ou em grande escala conduzem frequentemente à ocorrência de movimentos de vertente cuja velocidade e forma é variável. A importância do estudo desta temática é indiscutível dada a quantidade de deslizamentos que ocorrem por todo o mundo provocando enormes prejuízos e perdas humanas.

A problemática associada à estabilidade dos taludes naturais é bastante distinta dos taludes projetados por engenheiros. No que diz respeito aos taludes naturais as dificuldades centram-se na caracterização dos materiais constituintes, na influência das atividades humanas, na avaliação das condições climáticas e da história de tensões resultantes do ambiente no qual o talude está inserido.

A prevenção do colapso dos maciços em taludes naturais baseia-se em medidas de estabilização previamente adotadas de acordo com as condições existentes. A estabilidade de um talude pode ser alcançada através da diminuição das forças instabilizadoras ou aumento das forças estabilizadoras. Assim sendo, as técnicas de estabilização utilizadas podem ser agrupadas em três categorias distintas: proteção, correção e reforço. Na prática estas técnicas passam pela implantação de um reforço estrutural, intervenção de nível hidráulico (sistemas de drenagem superficial ou profunda, vegetação) ou variação da geometria do próprio talude (especialmente na redução da inclinação).

Relativamente à RDD, sendo uma região classificada como Património Mundial da Humanidade, particularmente pela sua paisagem natural ímpar, as medidas de estabilização pretendem não só garantir a funcionalidade, como promover o equilíbrio paisagístico. Deste modo, técnicas como as de reforço estrutural, nomeadamente aplicação de ancoragens, pregagens, estacas ou *jet-grouting* são soluções evitáveis. Já no que diz respeito à alteração da geometria do talude, o motivo pelo qual deve ser evitada prende-se com uma questão economicista, dado que esta solução está associada a uma menor área de cultivo vinícola. Assim sendo, a solução mais razoavelmente aceite é a intervenção de nível hidráulico, nomeadamente a aplicação de técnicas de drenagem e vegetação que não interferem com a paisagem local.

5.2. TIPOS DE ROTURA

Segundo Terzaghi e Peck (1967) os escorregamentos podem ocorrer praticamente de todas as maneiras possíveis, mais devagar ou repentinamente, e com ou sem alguma aviso aparente.

Os movimentos de vertente são usualmente provocados por perdas de resistência rápidas ou graduais do solo ou devidos à alteração das condições de geometria, como por exemplo, escavações ou aterros num declive já existente. A Figura 5.1 consiste numa ilustração conceptual dos escorregamentos tipicamente esperados na ocorrência de deslizamentos. Estes podem ser rotacionais ou translacionais, circular ou não circular ou uma combinação destes tipos. (Abramson et al., 1996)

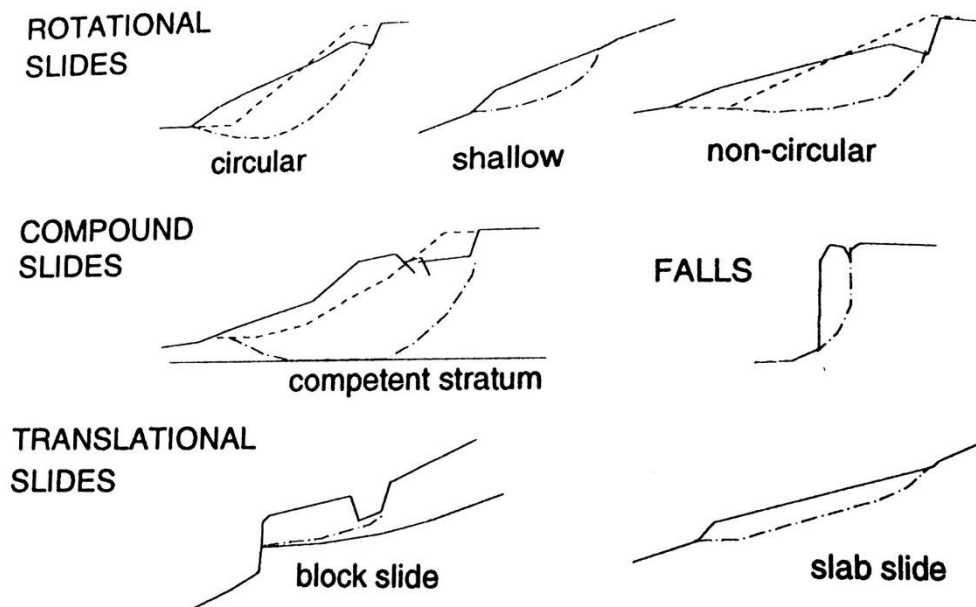


Fig. 5.1 - Tipos de rotura (Abramson et al., 1996)

Os principais aspetos a ter em atenção na avaliação da estabilidade de um talude são a resistência ao corte dos solos, a geometria do talude, pressão nos poros ou as forças de infiltração e as condições ambientais ou de carregamento.

A resistência ao corte já explorada no capítulo 2, não será mencionada novamente, exceto no contexto da determinação do fator de segurança. Idealmente, a resistência ao corte de um determinado solo deve ser apresentada como resistência não drenada (c_u), ou mais frequentemente através dos parâmetros de Mohr Coulomb, coesão (c) ou ângulo de atrito (ϕ). A tensão efetiva resultante da pressão de água nos poros é considerada a principal causa da generalidade das situações de instabilidade. De facto, a pressão da água nos poros tende a provocar alterações na resistência ao corte do solo ao longo da zona de cisalhamento, podendo inclusivamente causar forças instabilizadoras aquando da infiltração. (Abramson et al., 1996)

5.3. FATOR DE SEGURANÇA

O entendimento do papel do fator de segurança é vital na análise determinística de segurança. A estabilidade é comprometida quando a resistência ao corte do talude é menor que as tensões de corte aplicadas no mesmo. Deste modo, o fator de segurança (FS) é definido pelo rácio entre a ação estabilizadora ou resistente (R) e a ação instabilizadora ou solicitante (S), equação 5.1.

$$FS = \frac{R}{S} \quad (5.1)$$

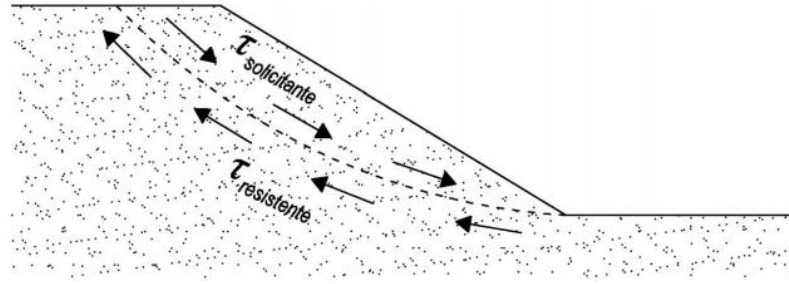


Fig. 5.2 - Tensão resistente e tensão solitante ao longo de uma superfície de rotura (adaptado de Costa, 2014)

Em geral, quanto menor o conhecimento do solo adquirido através dos estudos geotécnicos, mais elevado será o fator de segurança a admitir. Este fator constitui uma ferramenta empírica sujeita a variações consoante a importância da obra e a sua vida útil, atendendo ainda a restrições económicas. Deste modo, a escolha por um determinado fator de segurança é especialmente influenciada pela experiência acumulada e bom senso. (Abramson et al., 1996)

Em obras relativas à estabilidade de taludes, normalmente são considerados como mínimo aceitável valores entre 1,3 e 1,5. Esta restrição provém das incertezas associadas às ações atuantes e às propriedades de resistência dos materiais. (Costa, 2014)

5.4. ANÁLISES DE ESTABILIDADE

As metodologias mais utilizadas no cálculo do coeficiente de segurança de um determinado talude têm por base análises determinísticas. O método determinístico assenta na seleção dos valores relativos aos parâmetros físicos e resistentes do material como forma de avaliar o fator de segurança da vertente e consequentemente a estabilidade do talude.

Como é natural, a escolha de um determinado método em detrimento de outro influencia diretamente o valor estimado, facto que comprova a importância da experiência acumulada neste tipo de análises.

5.4.1. MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE

Os métodos de equilíbrio limite são os mais utilizados na maioria das obras pela sua simplicidade e facilidade de análise inclusivamente em geometrias mais complexas (circular, poligonal ou uma outra qualquer), possibilitando ainda a consideração da presença de pressões neutras e de vários tipos de solos.

Em termos gerais, este método consiste no cálculo das forças mobilizáveis ou resistentes na superfície de deslizamento para em seguida compará-las com o efeito das forças instabilizadoras. Esta avaliação é efetuada para diversas superfícies potencialmente instáveis até ser identificada a superfície cuja situação é mais gravosa, superfície crítica (Matos Fernandes, 2011).

Os métodos de equilíbrio limite têm por base as seguintes suposições (Gerscovich, 2009):

- O solo apresenta um comportamento rígido-plástico, não havendo deformação antes da rotura;
- A validade das equações de equilíbrio estático mantém-se até à rotura iminente;
- O fator de segurança é constante em toda a superfície de deslizamento, ignorando possíveis fenómenos de rotura progressiva.

Um dos métodos de equilíbrio limite mais utilizado na análise da estabilidade global dos maciços terrosos é o método das fatias.

5.4.2 MÉTODO DAS FATIAS

O método das fatias é a base da maioria dos programas computacionais dada a capacidade de avaliar o coeficiente de segurança de taludes de geometrias complexas, diferentes características do solo e a influência de diferentes condições fronteira (Figura 5.3 a)). (Abramson et al., 1996)

Nesta análise é considerada uma superfície potencialmente instável e o solo acima dela é tratado como um corpo livre. As equações de estática ($\Sigma F_h=0$; $\Sigma F_v=0$; $\Sigma M=0$) regem o cálculo do equilíbrio de forças. Por sua vez, este equilíbrio de forças é obtido através da subdivisão da massa do solo em fatias, como o próprio nome indica, e analisando o equilíbrio de cada fatia singularmente. (Gerscovich, 2009)

Pela análise de uma fatia genérica Figura 5.3 b) é possível perceber quais as forças nele aplicadas e a posição que cada uma delas assume neste método. Assim, estão presentes: o peso próprio da fatia (W), resultante das tensões efetivas normais à base da fatia (N'), a resultante da pressão da água nos poros na base da fatia (U), a resultante das tensões tangenciais mobilizadas na base da fatia (T) e as componentes normal e tangencial das forças de interação com as fatias vizinhas (E e X). (Matos Fernandes, 2011)

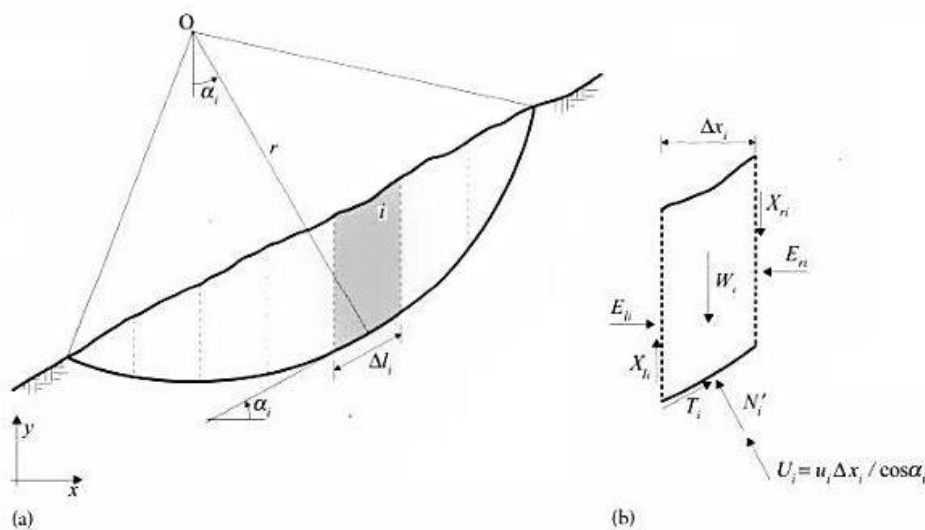


Fig. 5.3 - Método das Fatias (Matos Fernandes, 2011, p. 33)

- a) Massa de terras em análise dividida em fatias;
- b) Fatia genérica com forças aplicadas

O cálculo do coeficiente de segurança é definido em termos de momentos relativamente ao centro do arco do deslizamento, representado por O. Assim sendo o fator de segurança é definido pelo rácio entre os momentos das forças que se opõem à rotação do arco, resistentes (M_R) e o momento das forças que induzem o deslizamento, solicitantes (M_S), equação 5.2.

$$FS = \frac{M_R}{M_S} \quad (5.2)$$

Atendendo às forças representadas na Figura 5.3 considerando a possível variação dos parâmetros de resistência ao longo da superfície (caso geral), as expressões dos momentos resistentes e dos momentos solicitantes estão representados na equação 5.3 e 5.4 respetivamente.

$$M_R = r \cdot \sum_{i=0}^n (c'_i + \sigma'_i \cdot \tan \phi'_i) \cdot \Delta l_i = r \cdot \sum_{i=0}^n (c'_i \cdot \Delta l_i + N'_i \cdot \tan \phi'_i) \quad (5.3)$$

$$M_S = r \cdot \sum_{i=0}^n W_i \cdot \sin \alpha_i \quad (5.4)$$

Substituindo na equação 5.2 obtém-se:

$$FS = \frac{\sum_{i=0}^n (c'_i \cdot \Delta l_i + N'_i \cdot \tan \phi'_i)}{\sum_{i=0}^n W_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (5.5)$$

Pela análise do número de incógnitas e equações disponíveis, facilmente se conclui que se trata de um problema estaticamente indeterminado, no qual o número de incógnitas é superior ao número de equações.

Esta situação conduziu ao aparecimento de diversas simplificações desenvolvidas por diferentes autores como Fellenius (1936), Bishop (1955), Janbu (1972), Morgenstern e Price (1965) e Spencer (1967), sendo que as duas últimas são as que apresentam maior complexidade e rigor. Uma hipótese simplificadora transversal a todos os métodos assume que o esforço normal na base da fatia atua no ponto central da mesma, possibilitando a redução de incógnitas. (Fellenius, 1936; Bishop, 1955; Janbu (1972); Morgenstern e Price, 1965; Spencer, 1967 citados por Gerscovich, 2009)

5.4.2.1. Método de Bishop Simplificado (1955)

O método de Bishop é aplicável unicamente em superfícies de deslizamento circulares em solos homogêneos ou heterogêneos. Este método admite a horizontalidade das forças de interação entre as fatias (Figura 5.4), sendo que o equilíbrio de forças é feito na direção vertical.

A desvantagem associada a este método está relacionado de requerer um processo iterativo na estimativa do fator de segurança, uma vez que este aparece nos dois membros da expressão, como se constata na expressão 5.6. No entanto, na maioria das situações este método apresenta uma convergência bastante rápida. (Oliveira, 2014)

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n ([c' \cdot \Delta x_i + (W_i - u_i \cdot \Delta x_i) \cdot \tan \phi'_i] \cdot [1/M_i(\alpha)])}{\sum_{i=1}^n (W_i \cdot \sin \alpha_i)} \quad (5.6)$$

Onde:

$$M_i(\alpha) = \cos \alpha_i \cdot \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \cdot \tan \phi'_i}{FS} \right) \quad (5.7)$$

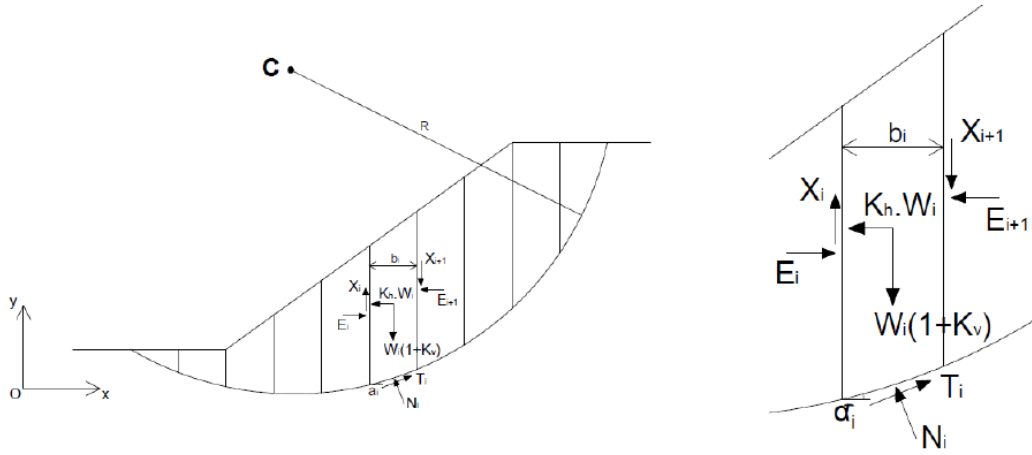


Fig. 5.4 - Método de Bishop Simplificado (adaptado de Oliveira, 2014)

- a) Massa de terras em análise dividida em fatias;
b) Fatia genérica com forças aplicadas

5.4.2.2. Método de Morgenstern-Price (1965)

O método criado por Morgenstern-Price é um método que cumpre a totalidade das equações de equilíbrio e portanto é um dos métodos mais rigorosos. O equilíbrio de momentos e forças numa dada fatia são criados com recurso a equações diferenciais (equação 5.8 e equação 5.9, respetivamente).

$$(y'_1 - y_1) \cdot \frac{\partial E}{b} + E_1 \cdot \frac{\partial y'}{b} - X_1 = 0 \quad (5.8)$$

$$\begin{aligned} \frac{c'}{FS} \cdot [1 + \tan^2(\alpha)] + \frac{\tan(\phi')}{FS} \cdot \left[\frac{\partial W}{b} + \frac{\partial X}{b} - \frac{\partial E}{b} \cdot \tan(\alpha) - u \cdot (1 + \tan^2(\alpha)) \right] \\ = \frac{\partial E}{b} + \frac{\partial X}{b} \cdot \tan(\alpha) + \frac{\partial W}{b} \cdot \tan(\alpha) \end{aligned} \quad (5.9)$$

Onde:

- E – forças normais de interação entre fatias;
- c' - coesão efetiva;
- ϕ' - ângulo de atrito;
- W – peso total da fatia de largura b e altura h ;
- X - forças tangenciais de interação entre fatias;

Assim, obtém-se uma indeterminação cujas incógnitas são as forças de interação entre fatias, X e E bem como a posição da linha de pressão, y' . De forma a tornar o problema estaticamente determinado, os autores consideram uma função arbitrária na qual é descrita a variação da relação entre X e E e um fator de escala, λ (equação 5.10).

$$X = \lambda \cdot f(x) \cdot E \quad (5.10)$$

Assim, o fator de segurança e o fator de escala são determinados a partir da integração das equações diferenciais 5.8 e 5.9 seguido de um processo iterativo usando o método de Newton-Raphson.

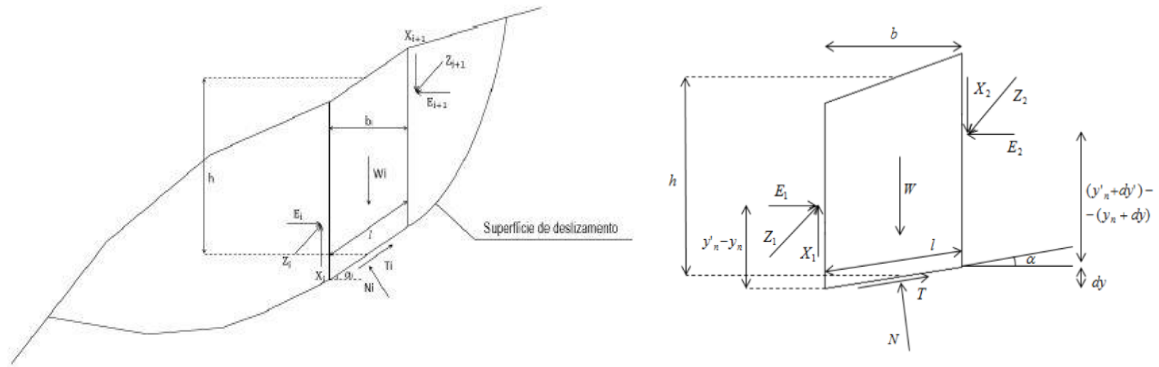


Fig. 5.5 - Método de Morgenstern e Price (adaptado de Fernandes, 2014)
a) Massa de terras em análise dividida em fatias;
b) Fatia genérica com forças aplicadas

5.4.2.3 Método de Janbu Simplificado (1972)

O método de Janbu simplificado despreza as forças normais e de corte entre fatias, satisfazendo o equilíbrio de forças. No entanto, para solos homogêneos foi desenvolvida uma variante deste método na qual é introduzido um fator de correção de f_0 como forma de incluir a influência das forças de interação entre fatias. A determinação do valor deste fator corretivo é realizada em função da forma da superfície de rotura e do tipo do solo, sendo dependente da coesão e do ângulo de atrito, como se pode ver na Figura 5.6. (Oliveira, 2014)

O coeficiente de segurança resulta de um processo iterativo aplicado à expressão 5.11.

$$FS = \frac{f_0}{\sum (dW \cdot \tan \alpha) + Q} \times \sum \frac{c' \cdot b + (p - u_m) \cdot \tan \phi'}{n_a} \quad (5.11)$$

Onde:

$$n_a = \frac{1 + \frac{1}{FS} \cdot \tan \phi' \cdot \tan \alpha}{1 + \tan^2 \alpha} \quad (5.12)$$

- f_0 – função de correção: relação d/L e do tipo do solo (Figura 5.7);
- p – peso médio por unidade de largura;
- u_m – pressão neutra média na base da fatia;
- Q – impulso da água na fenda.

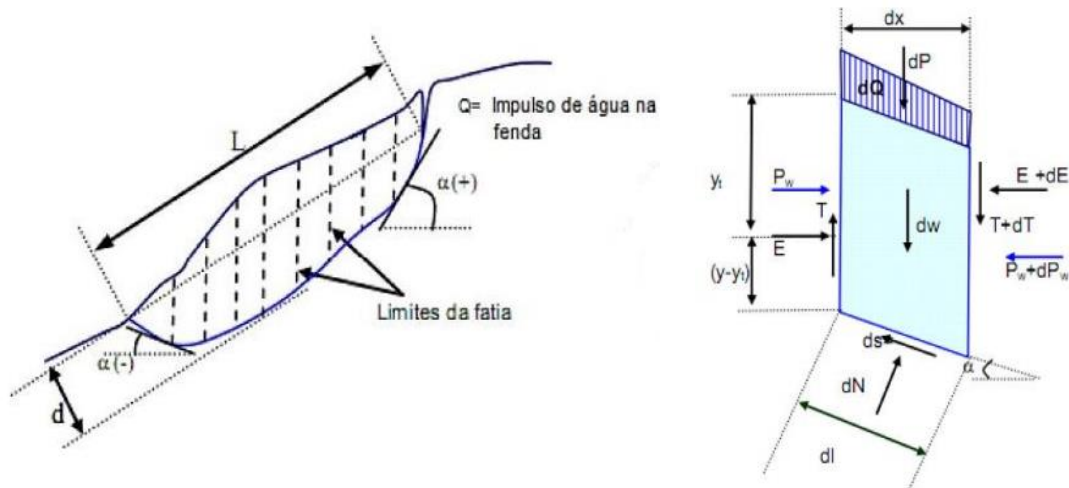


Fig. 5.6 - Método de Janbu Simplificado (adaptado de Costa, 2014)
a) Massa de terras em análise dividida em fatias;
b) Fatia genérica com forças aplicadas

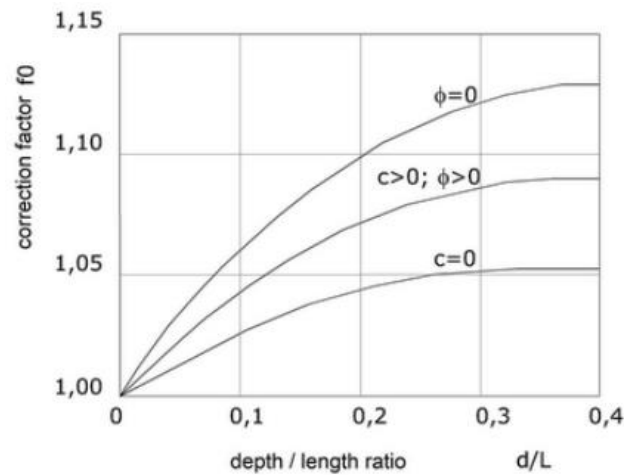


Fig. 5.7 - Fator de correção f_0 (adaptado de Costa, 2014)

5.4.2.4 Análise Comparativa dos Métodos Apresentados

A descrição dos diferentes métodos de equilíbrio limite utilizando o método das fatias, conduz, inevitavelmente, a uma comparação dos valores de coeficiente de segurança obtidos e análise das vantagens e limitações de cada um deles. Esta análise comparativa auxilia a escolha de um método em detrimento de outro, quando a utilização destes em casos práticos. A Tabela 5.1 sintetiza as características relativas às diferentes metodologias abordadas nos pontos anteriores.

Tabela 5.1 - Caracterização dos métodos de fatias (Gerscovich, 2009)

Método	Superfície	Considerações	Vantagens	Limitações	Aplicação
Bishop Simplificado (1955)	Circular	O equilíbrio de forças e momentos entre fatias é satisfeito; A resultante das forças verticais entre fatias é nula.	Simplicidade do método, tanto manualmente como a nível computacional; Resultados conservativos.	Método iterativos; Aplicação em solos estratificados é suscetível a imprecisões.	Método usado em grande escala; Método simplificado recomendado para projetos simples.
Morgenstern-Price (1965)	Qualquer	Todas as condições de equilíbrio estático são satisfeitas; Método rigoroso que resolve o equilíbrio total do sistema	Maior precisão do que o método de Janbu.	Complexidade do cálculo.	Aplicação em análises mais aprimoradas, com restrições geométricas na superfície de rotura
Janbu Simplificado (1972)	Não circular	O equilíbrio de forças e momentos é satisfeito em cada fatia, no entanto as forças verticais entre fatias são desprezadas.	Superfícies de rotura são realistas; Simplicidade de aplicação em computadores.	Aplicação apenas em solos homogêneos (o método generalizado não tem esta limitação).	Grande utilização prática; A utilização deste método devem considerar as limitações da rotina de cálculo

5.4.3. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O método dos elementos finitos, ou simplesmente MEF, aplicado à engenharia geotécnica surge em 1967 por Clough e Woodward. Desde então, o progressivo desenvolvimento das tecnologias permitiu o aperfeiçoamento da técnica, promovendo o desenvolvimento de poderosas ferramentas de cálculo numérico. (Clough e Woodward citado por Oliveira, 2014)

Como método de cálculo geotécnico, permite a realização de uma análise da resposta do solo desde o início do carregamento evoluindo até à rotura. Esta análise de tensão-deformação é oposta à utilizada nos métodos de equilíbrio limite, embora existam programas de cálculo numérico que realizem os dois processos. A aplicação do MEF no estudo da estabilidade de taludes possibilita a determinação de superfícies de deslizamento e o cálculo do coeficiente de segurança correspondente. A simulação de instabilidade pode ser alcançada através da diminuição progressiva dos parâmetros de resistência do solo, ou pelo acréscimo progressivo do carregamento solicitante do solo.

Na sua base, o método de elementos finitos divide o solo contínuo em unidades discretas, denominadas elementos finitos (Figura 5.8). Estes elementos encontram-se interconectados através dos seus nós e condições de fronteira previamente definidas. São diversos os programas que têm por base o método de elementos finitos em aplicações geotécnicas e cujos resultados são apresentados em deslocamentos, tensões e esforços nos pontos selecionados. Na seleção de um programa adequado às suas necessidades,

o utilizador deve ter em consideração: a) a implementação de modelos constitutivos, b) a disponibilidade de diferentes tipos de elementos finitos (triangular, quadrilateral ou isoparamétrico), c) a informação recolhidas de testes laboratoriais ou de campo para a definição das propriedades do solo. (Abramson et al., 1996)

A utilização deste método quando comparada ao uso do método de equilíbrio limite, apresenta diversas vantagens, sendo que as principais são (Oliveira, 2014):

- A não subdivisão da massa em fatias evita a consideração das forças laterais entre as mesmas. O MEF mantém o equilíbrio global até a rotura ser alcançada;
- Não é necessária a determinação da geometria e localização da superfície de deslizamento, uma vez que no MEF a rotura ocorre naturalmente nas zonas do maciço em que a resistência ao corte é inferior às tensões de corte aplicadas;
- Caso sejam disponibilizados dados relativos à compressibilidade do solo, o MEF fornece informações referentes à evolução da deformação nos diversos níveis de tensão;
- A capacidade de monitorizar a rotura progressiva na tensão de corte última e em valores superiores.

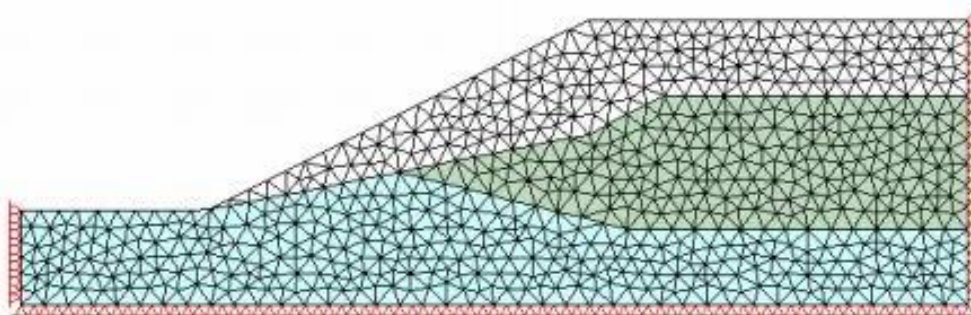


Fig. 5.8 – Exemplo de elementos finitos num talude

5.5. FATORES QUE CONTRIBUEM PARA A INSTABILIDADE DE TALUDES

O movimento de taludes é geralmente provocado por processos de acréscimo da solicitação ou diminuição da resistência da massa de solo. Os processos que mais comumente causam este tipo de variações encontram-se listados na Tabela 5.2.

Importa salientar que o papel da cobertura vegetal pode ser tanto favorável como desfavorável no que diz respeito à estabilidade das encostas (Figura 5.10). Os efeitos benéficos para estabilidade do talude são:

- A interceção da água feita pela folhagem provoca uma diminuição do volume de água que chega à superfície do talude, incluindo perda por evaporação;
- Esgotamento da humidade do solo e aumento da sucção do solo pela absorção radicular e transpiração;
- Reforço mecânico provocado pelo sistema radicular;
- Contenção por justaposição e reforço de rigidez do solo (*arching soil*) entre os troncos das árvores;

Relativamente aos efeitos adversos da vegetação para estabilidade do talude, podem ser descritos (Abramson et al., 1996):

- Aumento da capacidade da infiltração para a água precipitada (o sistema radicular constitui um caminho preferencial de infiltração);
- As raízes superficiais podem sofrer rápida erosão numa tempestade mais intensa;
- A vegetação pode funcionar como uma sobrecarga do talude.

No entanto, é indiscutível que a inexistência da cobertura vegetal é um poderoso fator de instabilização das vertentes. Assim, pela análise da Figura 5.9 e equação 5.13 é possível perceber como o reforço radicular é incorporado no cálculo do coeficiente de segurança numa determinada análise de estabilidade.

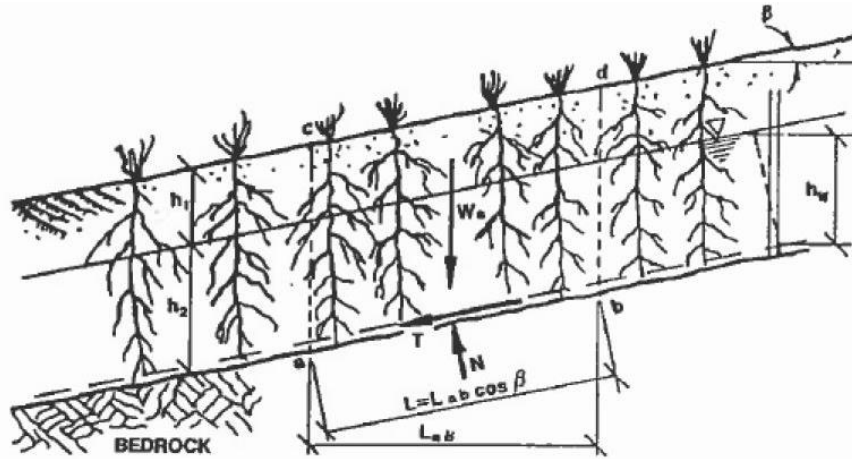


Fig. 5.9 - Forças numa massa de solos em iminente deslizamento (Abramson et al, 1996)

$$FS = \frac{(c' + \Delta s) \cdot L + W'_s \cdot \cos(\beta) \cdot \tan(\phi')}{W_s \cdot \sin(\beta)} \quad (5.13)$$

Onde:

- c' - coesão efetiva do solo sem raízes;
- Δs - aumento da forças de corte por unidade de solo;
- W'_s - peso efetivo do solo, calculado através da expressão: $\gamma_1 \cdot h_1 + (\gamma_2 - \gamma_w) \cdot h_2$;
- γ_1 - peso volúmico do solo seco;
- γ_2 - peso volúmico do solo saturado;
- W_s - peso do solo.

No caso em estudo, as raízes das videiras penetram até profundidades elevadas, podendo ainda ser usado outro tipo de vegetação como gramíneas e leguminosas cujo efeito de reforço se reflete a nível mais superficial evitando também a erosão. O reforço mecânico é significativo, mas de difícil estimativa pelo que não será contabilizado na análise efetuada ao longo do capítulo 7. Deve então ser mencionada a importância de, em estudos futuros, quantificar o acréscimo no fator de segurança com a vegetação.

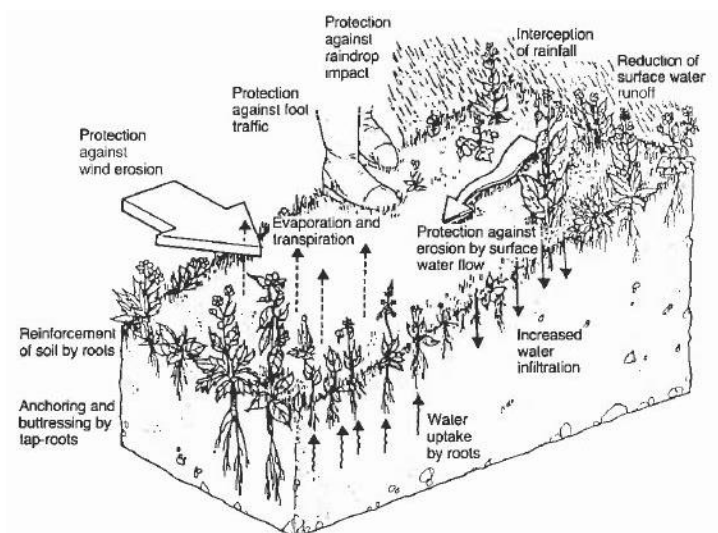


Fig. 5.10 - Papel desempenhado pela vegetação num talude (Morgan and Rickson, 1995)

Tabela 5.2 - Principais fatores de instabilidade de taludes (adaptado de Abramson, L. et al., 1996)

	Fatores	Fenômenos desencadeadores
Acréscimo da solicitação	Remoção de massa	Erosão: ação dos rios, ação das ondas, ciclos de secagem e humedecimento; Escorregamentos Prévios; Cortes.
	Sobrecarga	Causas naturais: peso da precipitação, acumulação de materiais provenientes de outros escorregamentos; Atividade Humana: construções de preenchimento, construção de edifícios, vazamento de água, tubos de água, escavação)
	Solicitações dinâmicas	Atividade Sísmica; Explosões; Atividade Vulcânica; Ondas.
	Aumento da pressão lateral	Água em fissuras e rachas; Congelamento da água no interior das fissuras; Expansão das argilas.
Diminuição da resistência	Fatores intrínsecos da natureza do material (composição, estrutura, estratificação)	Características mecânicas do material; Tensões.
	Alterações provocadas pela mudança das condições climáticas ou atividade físico-química	Hidratação; Processos de secagem e humedecimento; Remoção de agentes de cimentação
	Alterações estruturais:	Alívio de tensões; Degradação estrutural: redução da coesão, ângulo de atrito; Variação da pressão neutra.

5.5.1. EFEITO DA ÁGUA NA INSTABILIDADE DE TALUDES

A água é um dos mais importantes fatores no que diz respeito a situações de instabilidade de taludes. Apesar de ser parte constituinte do talude, encontra-se sujeita a diversas variações provenientes da intensidade de precipitação, condições hidrogeológicas do material e posição do nível freático, que estão na origem de situações de instabilidade. O fluxo de água no solo deriva de inúmeras fontes, mas essencialmente da precipitação e derretimento do gelo, resultantes do ciclo hidrológico, indicado na Figura 5.10.

Da água precipitada que atinge diretamente o solo, parte é infiltrada para o interior do maciço e parte escoar superficialmente (*runoff*). A infiltração de água no solo altera as condições de humidade da zona não saturada, criando um frente molhada ou onda de penetração da água no solo. Em situações onde o processo de infiltração prossegue para profundidades maiores, pode provocar uma alteração da posição do nível freático que, dependendo dos estratos constituintes, gera um fluxo subsuperficial. (Abramson et al., 1996)

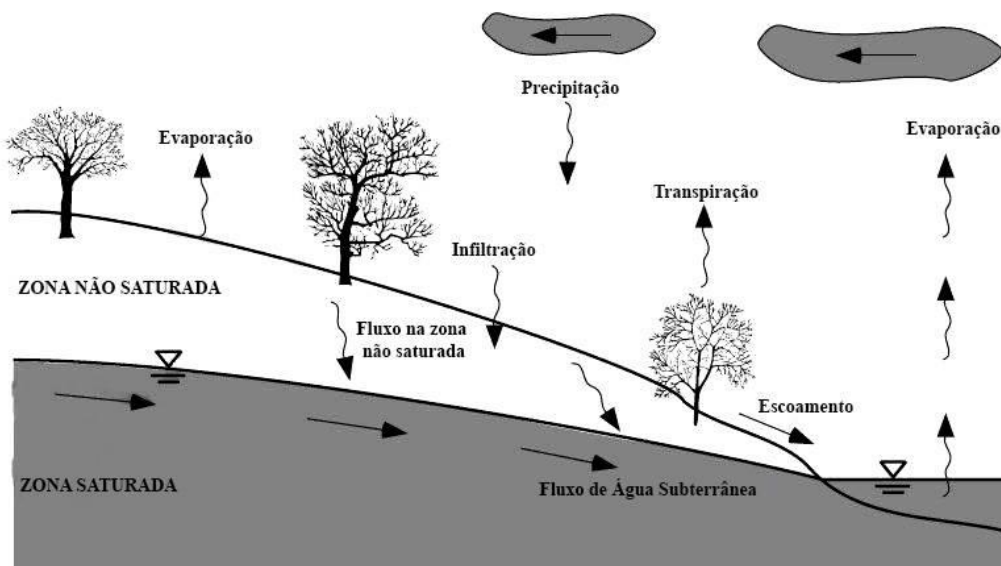


Fig. 5.11 - Ciclo hidrológico (adaptado de Lu e Likos, 2004)

O processo de infiltração afeta a estabilidade das vertentes na medida em que: a) provoca o aparecimento de pressões negativas e positivas nos poros, que alteram as condições de tensão, e consequentemente a resistência do solo; b) aumento do peso volúmico do maciço de talude; c) desenvolve um fluxo que gera erosão interna e externa; d) altera a constituição mineral dos materiais que constituem em talude. (Abramson et al., 1996). O aumento do grau de saturação do solo provindo da infiltração das chuvas e o muito possível aumento do nível freático são os principais impulsionadores da instabilidade. Este fenómeno não só potencia um acréscimo do peso volúmico dos materiais, que em fortes declives provoca forças desestabilizadoras, como também um aumento da pressão nos poros do solo, causando a diminuição ou mesmo eliminação da coesão aparente. A sucção ou pressão negativa nos poros é uma força estabilizadora e a sua anulação diminui esta parcela no cálculo do fator de segurança.

A existência de uma frente molhada cujo avanço depende das características estruturais e hidrogeológicas do solo (permeabilidade e percolação), justifica o desfaseamento temporal entre a precipitação e a diminuição do fator de segurança. Conceitos como “chuva crítica” e “chuva antecedente” são também reflexo desta situação.

5.6. ANÁLISE DE PRECIPITAÇÃO

A forte correlação entre fenómenos de precipitação e movimentos de vertente tem vindo a ser alvo de pesquisa e investigação de diversos autores, considerando as consequências experimentadas no passado.

São diversos os estudos e metodologias que relacionam a chuva com os escorregamentos, no entanto são todas direccionadas no sentido de estimar a chuva necessária para uma instabilidade iminente, também designada chuva crítica. Apesar da sua determinação exata ser impossível, devido a diversos fatores externos, a sua compreensão permite que se consigam antecipar situações de risco para populações, acautelando, também, situações de risco financeiro no que diz respeito à RDD. De facto nesta região, a perda de vinhas por movimentos de massa são a principal causa de custos indiretos para a economia das empresas, e portanto merecedores de especial atenção.

Deste modo, são geralmente utilizadas duas metodologias distintas: a retro-análise e o estudo detalhado das áreas de risco.

5.6.1. RETRO-ANÁLISE

A retro-análise é uma técnica de controlo de parâmetros de um determinado sistema passando pelo estabelecimento de relações empíricas. Segundo Guidicini & Nieble (1976), a retro-análise é um método bastante rápido e económico de avaliação de estabilidade que consiste na observação e estudo de casos de colapso já ocorridos (Figura 5.11). (Guidicini & Nieble, 1976 citados por Calle, 2000).

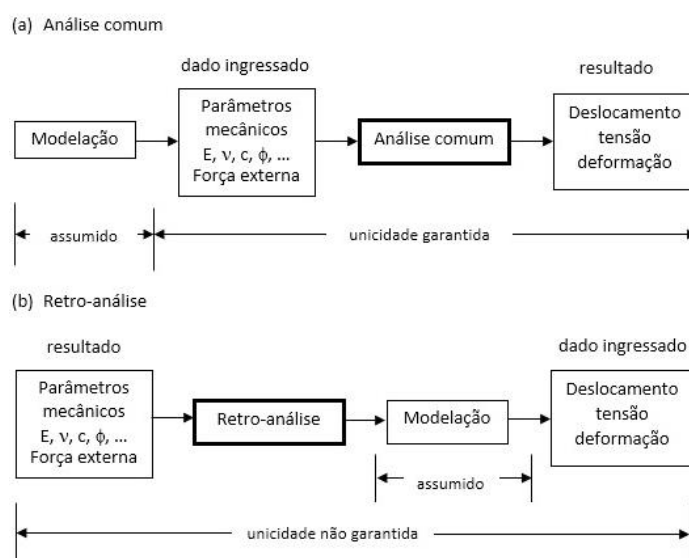


Fig. 5.12 - Comparação entre a) Análise comum e b) Retro-análise (Calle, 2000)

Partindo de movimentos de massa já existentes e de registos pluviométricos que antecedem tais eventos é possível correlacionar estes dois parâmetros. Da análise desta correlação é possível, após alguns ajustes matemáticos, obter o limiar pluviométrico mínimo, ou seja, o valor mínimo de chuva abaixo do qual não ocorrem movimentos de massa desencadeados pela chuva, quer pela geração de força de massa (pressões hidrostáticas), quer seja pela redução da resistência dos materiais.

A chuva crítica é definida como a quantidade mínima de chuva necessária para despoletar um deslizamento. Trata-se de um limiar pluviométrico mínimo baseado, principalmente, na relação entre a intensidade e duração, recorrendo a curvas de intensidade duração e frequência (IDF).

Da análise das curvas referidas é perceptível o facto de a intensidade da chuvada diminuir rapidamente com o aumento da sua duração. As consequências advindas de diferentes intensidades e durações de uma chuvada estão também relacionadas com o tipo de solo atingido. Solos com elevada permeabilidade são bastante afetados por chuvas curtas e intensas, enquanto que solos com baixa permeabilidade são largamente afetados por chuvas longas e pouco intensas. (Campos e Matos, 2008)

A importância da chuva antecedente tornou-se clara na tentativa de correlacionar intensidades de chuvadas e ocorrência de deslizamentos. Segundo Teixeira (2009) constatou-se que não eram as chuvadas mais intensas que provocavam mais situações de instabilidade, mas sim chuvas de intensidade moderada de longa duração, seguidas de chuvas de maior intensidade.

A principal dificuldade do uso da chuva antecedente como meio de prever deslizamentos reside na definição do período a considerar no cálculo da chuva acumulada. A variabilidade intrínseca a este cálculo pode ser relacionada com inúmeros fatores como diversas litologias, morfologias, quantidade de vegetação e condições do solo e diferentes regimes climáticos. (Teixeira, 2009)

Importante referir, que da mesma forma, é traçada a linha de limiar pluviométrico máximo que representa o valor da chuva a partir do qual se verificam sempre situações de movimentos de massa (Fernandes, 2014).

Este é um método que se insere geralmente em estudos de monitorização e execução de sistemas de alerta e alarme como forma de diminuição dos riscos para a população.

Na Região Norte de Portugal foram feito diversos estudos em relação aos limiares críticos de precipitação que mais potenciam o desencadeamento de fluxos de detritos e lama. Pereira (2009) relacionou os movimentos de vertente com registos pluviométricos de diferentes estações meteorológicas do norte do país. Entre as estações meteorológicas encontra-se a estação de Vila Real, que por ser relativamente próxima à quinta na qual as simulações numéricas incidirão (Quinta do Noval), importa para o presente trabalho. No estudo realizado foram primeiramente estabelecidas as curvas IDF (intensidade, duração e frequência) para a área de Vila Real, tendo-se concluído que os limiares são atingidos com períodos de retorno relativamente baixos (<5anos).

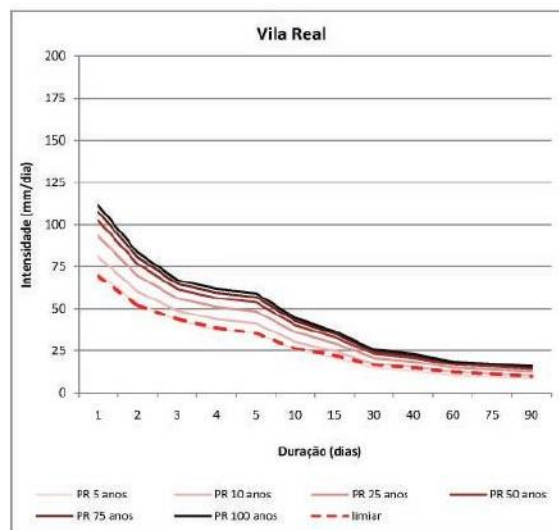


Fig. 5.13 - Curvas IDF da área de Vila Real (Pereira, 2009)

Pereira (2009) concluiu que os movimentos de vertentes estão geralmente associadas a uma ação combinada de chuvas antecedentes de 10 dias com a precipitação de evento acumulada de 3 dias, normalizada pela precipitação média anual, cuja representação gráfica está presente na Figura 5.14. A

relação é expressa pela equação $y=0.011x^{-0.67}$ na qual y representa 3 dias de precipitação do evento normalizada pela PMA, e x os 10 dias de precipitação antecedente normalizada pela PMA.

Assim, se, por exemplo, a precipitação de 10 dias antecedentes atingir 50 mm, será necessária uma precipitação de evento acima de 81 mm para que ocorram movimentos de vertente nesta área.

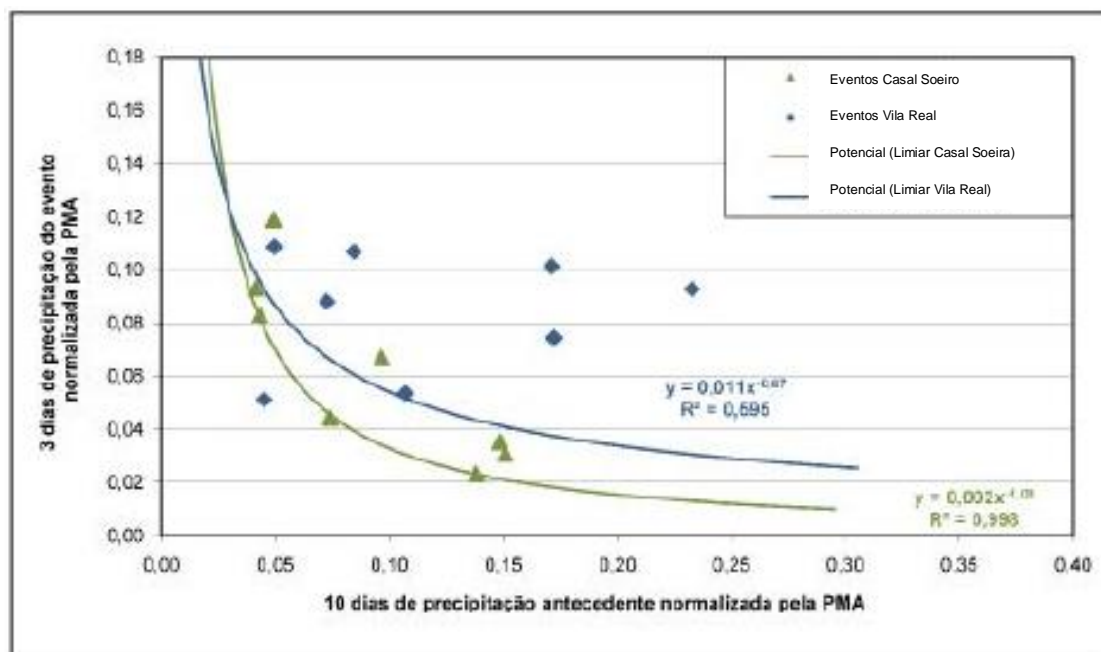


Fig. 5.14 - Relação entre a precipitação de evento de 3 dias com a precipitação de 10 dias antecedentes para a área de Vila Real, normalizados pela precipitação média anual (Pereira, 2009)

Os limiares definidos com base nas precipitações antecedentes devem ser interpretados como limiares mínimos, abaixo dos quais não é espectável a instabilidade de vertentes. A sua definição, permitiu ainda analisar os períodos de instabilidade de vertentes comprovados, e verificar o ajuste do limiar às ocorrências. O ano climatológico de 2000-2001, cujos resultados estão expostos na Figura 5.15, foi o ano selecionado para esta análise tendo-se verificado uma forte correspondência com a realidade.

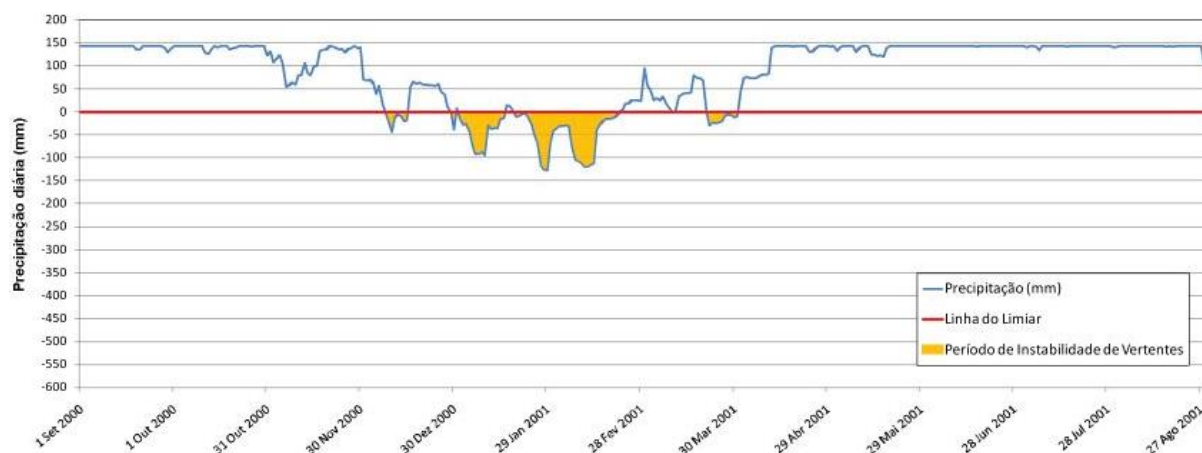


Fig. 5.15 - Precipitação diária mínima necessária para ultrapassar o limiar de desencadeamento de movimentos de vertente na área de Vila Real no ano climatológico de 2000-2001 (Pereira, 2009)

5.6.2. ANÁLISE DETALHADA DAS ÁREAS DE RISCO

O estudo pormenorizado de áreas de risco consiste na definição das características de uma determinada área a nível geotécnico, geológico, morfológico e topográfico a ainda a nível de clima e uso do terreno. No entanto por se tratar de um processo oneroso com estudo mais técnicos e precisos, é justificada apenas em situações de alto risco.

Importa referir que esta é uma metodologia que apresenta resultados mais adequados na previsão de escorregamentos superficiais relativamente a situações em que a rotura acontece a maior profundidade. (Fernandes, 2014)

Na Região Demarcada do Douro, este tipo de análise tem vindo a ser promovida pela Associação para o Desenvolvimento da Viticultura Duriense (ADVID) através do projeto “Racionalização da Vinha – Cartografia de Movimentos de Vertente” em colaboração com o Departamento de Geografia da Faculdade de Letras da Universidade do Porto. O projeto tem como principal objetivo reduzir os custos diretos e indiretos inerente ao desencadeamento de instabilidade de vertentes, e consequentemente aumentar a competitividade do sector vitivinícola. [14]

6

RISCO GEÓTECNICO**6.1 INTRODUÇÃO**

As análises de estabilidade são baseadas em fatores de segurança adequados ao tipo de obra, onde o coeficiente de segurança unitário indica uma rotura iminente. No entanto, qualquer análise realizada está intrinsecamente associada a incertezas relativas aos resultados obtidos, seja em função de modelos utilizados, que na sua maioria representam simplificações da realidade, seja em função dos parâmetros nos quais esses métodos se baseiam, que podem não considerar a variabilidade decorrente da heterogeneidade do material.

No que diz respeito a análises de estabilidade de taludes, mais importante que a escolha do modelo mais adequado, é a determinação dos parâmetros de entrada e a incerteza a eles associada. A incerteza da análise está relacionada com a heterogeneidade e anisotropia inerentes ao solo, dificuldades experimentais de investigação (erros de medição) e a dificuldade da identificação da superfície crítica. Além destes aspetos, é de notar que a maioria das grandezas avaliadas, como a resistência dos solos e a posição do nível freático possuem uma grande variabilidade espacial e temporal – heterogeneidade transiente dos solos. (Costa, 2005) Deste modo, o uso da probabilidade e estatística nos modelos de cálculo permite a estimativa das incertezas, justificando assim o aparecimento das análises de risco.

Atualmente, o conceito de risco ocupa um lugar privilegiado na sociedade contemporânea, na medida em que constitui um instrumento de “poder” no domínio do “futuro”. Este, marca o comportamento de sociedades e gerações, pelo que sofre uma evolução não só temporal como espacial. Em espaços diferentes, no mesmo tempo, com sociedades diferentes e indivíduos distintos, o conceito, percepção e adaptação ao risco é distinto. Deste modo, a análise de risco é considerada uma área multidisciplinar uma vez que nela interagem conceitos como a probabilidades, estatística, geotecnia, geologia, meio ambiente, legislação, interesse público. (Costa, 2005)

6.2 CONCEITOS DE RISCO E GESTÃO DE RISCO

O conceito de risco pode ser definido de diversas maneiras, variando com a especificidade da situação e contexto em que esta se realiza. Em obras geotécnicas, pode admitir-se que este se define como o valor ou valores obtidos a partir da consideração das consequências de acontecimentos indesejáveis, aliadas à probabilidade de ocorrência dos fatores intervenientes no processo. De forma simplificada pode-se adotar a seguinte expressão:

$$Risco = P \times V \times I \quad (6.1)$$

Onde P representa a probabilidade de ocorrência de um determinado acontecimento, V a vulnerabilidade, exposição ou desconhecimento prévio e I o impacto e consequências (custos diretos e indiretos) desse acontecimento.

A necessidade da execução de análises de risco é justificada pela incerteza subjacente na prática de geotecnia, derivada essencialmente dos parâmetros de entrada, do modelo utilizado e ainda da atividade humana. Na Figura 6.1 estão sintetizadas os fenómenos que conduzem à incerteza na projeção ou estudo de obras geotécnicas.

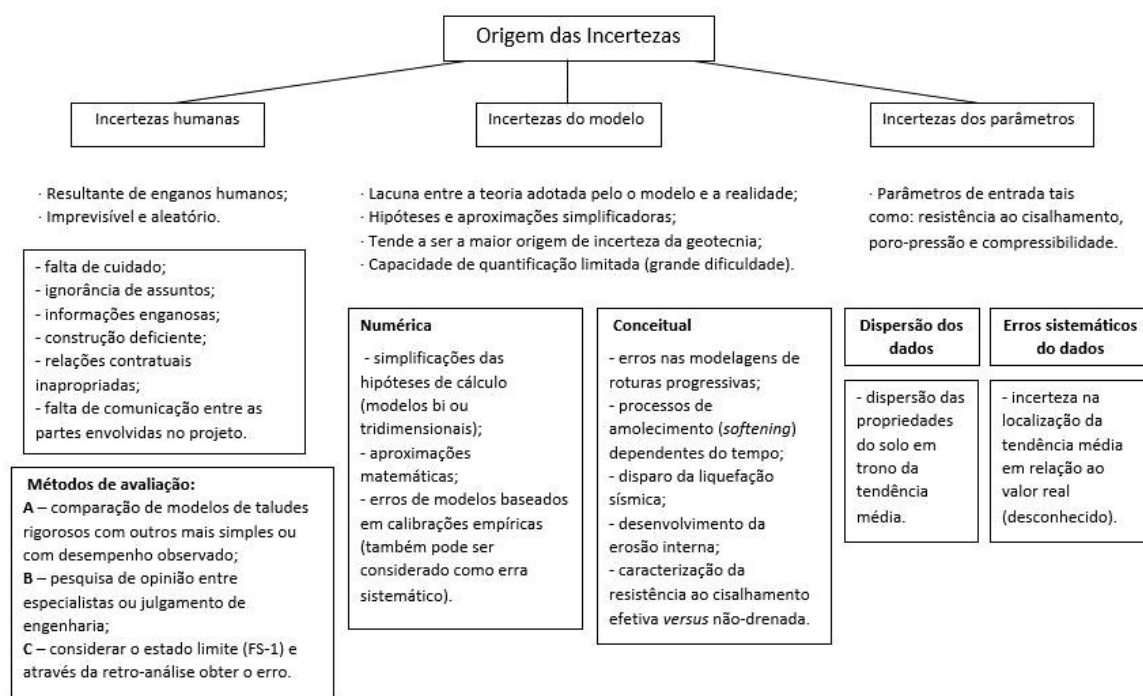


Fig. 6.1 - Organograma de origem das incertezas (Caldeira, 2014)

Num processo de análise de risco associada a taludes é necessário o conhecimento da topografia, geologia e processos que conduzem à instabilidade do maciço, bem como as propriedades e resistência do solo. Esta análise obedece a diferentes fases, sendo que as principais são a identificação dos eventos, análise dos mecanismos associados aos eventos, respostas e consequências e estimativa da extensão, amplitude e probabilidade de ocorrência de perdas. (Caldeira, 2014)

Após o cumprimento destas fases segue-se a avaliação do risco que consiste na avaliação dos critérios de aceitação do risco. Caso o risco não se encontre dentro dos limites aceitáveis procede-se à redução do mesmo através do estudo de medidas estruturais ou não estruturais. Por fim a gestão do risco consiste na análise custo benefício das medidas de redução do risco. A interação e prioridade de cada uma destas etapas encontra-se esquematicamente representada na figura seguinte.

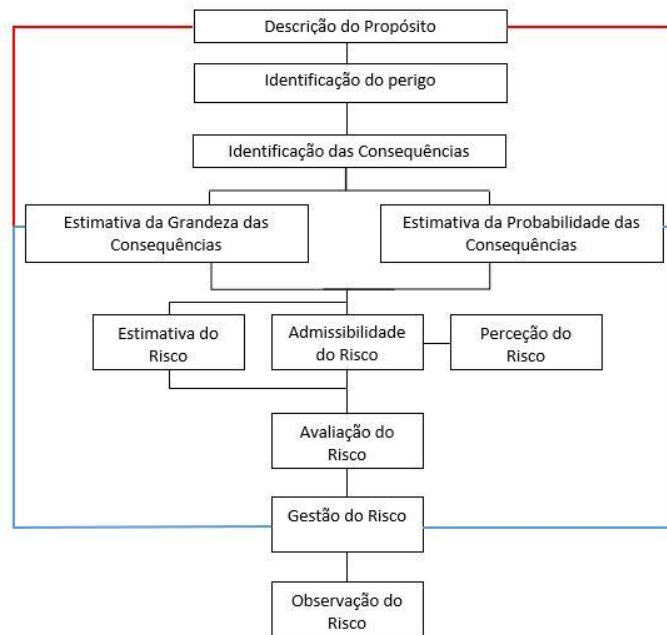


Fig. 6.2 - Principais fases de uma gestão de risco (adaptado de Caldeira, 2014)

A gestão do risco implica a implementação de medidas de minimização do risco que por sua vez, pressupõe a consideração dos impactes socioeconómicos, ambientais, e ainda as condições da área de intervenção (protegida ou não). No entanto, mesmo sofrendo uma diminuição, o risco nunca se anula na totalidade. Deste modo, admite-se a existência de um risco residual mesmo depois de qualquer intervenção que promova a segurança. Entende-se por risco residual, o “risco que subsiste após o tratamento do risco” que consequentemente pressupõe um trabalho de acompanhamento e reavaliação a ser feito, isto é, gestão de risco residual.

Nas situações correntes o risco residual em projetos de geotecnia é consequência dos seguintes condicionalismos (Teixeira, 2009):

- Admissão de limites de impactes sociais, económicos e ambientais;
- Variabilidade dos componentes geológicos;
- Possibilidade de existência de zonas de resistência inferior ao que seria expectável;
- Nível de desempenho projetado não é igualado no final da intervenção de segurança, criando uma “falsa segurança”.

A necessidade de uma gestão de risco residual, é especialmente importante na Região Demarcada do Douro, uma vez que a instabilidade de taludes associada a esta região apresenta uma forte dependência das condições climáticas aliadas ao facto de esta ser uma zona protegida, onde as medidas de estabilização se limitam a intervenções ao nível da drenagem dos taludes.

6.3. CASO DA REGIÃO DEMARCADA DO DOURO

Como mencionado ao longo do capítulo 2, a RDD caracteriza-se pelas suas paisagens evolutivas vivas, produto de uma forte intervenção antrópica a que foi sujeita ao longo dos anos. O cultivo da vinha, os centros habitacionais e o forte investimento de empresas de produção de Vinho do Porto e hotelaria presentes na região evidenciam a importância de uma boa gestão de risco.

Posto isto, a Região Demarcada do Douro é apresentada como uma área de intervenção prioritária no âmbito dos movimentos de vertente do Norte de Portugal. De facto, de acordo com a Base de Dados de Movimentos de Vertente da Região Norte foram registados 237 movimentos de vertente no Vale de Douro entre 1900 e 2007, alguns deles com registos de feridos e mortos. (Pereira, 2010) Este tipo de levantamento é bastante útil na medida em que permite fornecer indicações importantes quanto à probabilidade de ocorrência de novos eventos.

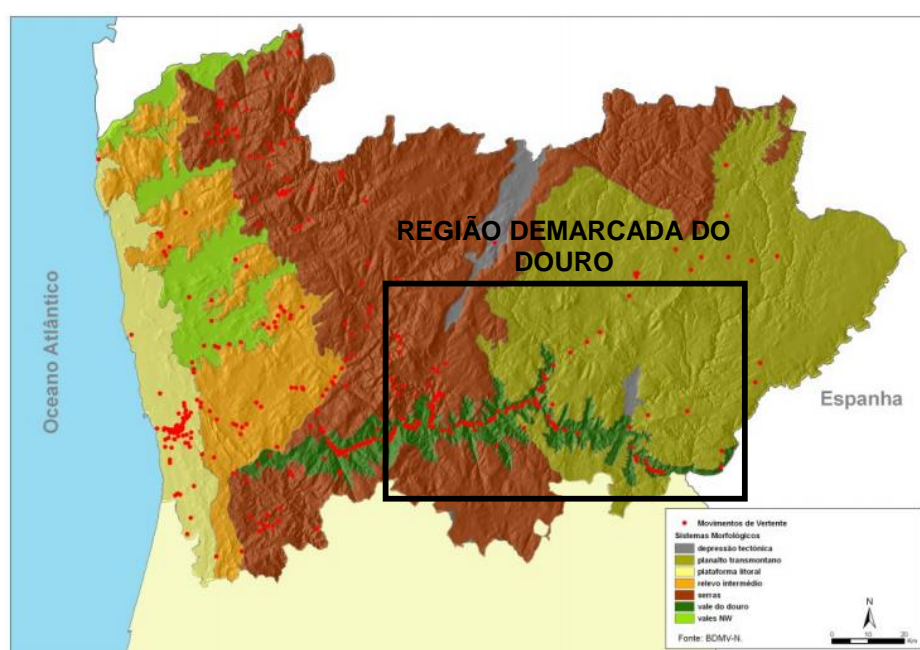


Fig. 6.3 - Distribuição dos movimentos de vertente da Região Norte (1900 - 2007)
(adaptado de Pereira, 2010)

Na significativa maioria das situações registadas, a estabilidade é comprometida por ações naturais como a precipitação intensa, precipitação moderada e persistente, queda de neve, sismos, acompanhadas por vezes de atividades antrópicas potenciadoras do acréscimo da instabilidade, nomeadamente, a concentração de águas de escoamento, abertura de taludes em caminhos rurais ou estradas e o abandono agrícola.

As situações de instabilidade representadas a título de exemplo na Figura 6.4 são referentes a 2001, ano onde se registou um maior número de cheias relativamente a anos anteriores. De facto, os movimentos de vertente assinalados e o estudo de outros acontecimentos confirmam a importância da precipitação no desencadeamento de movimentos de vertente.



a) Movimento de Vertente em Alvações do Corgo (Santa Marta de Penaguião) – 26 de janeiro de 2001



b) Movimento de Vertente em Ariz (Régua) – 26 de Janeiro de 2001

Fig. 6.4 - Movimentos de vertente na Região Demarcada do Douro (Bateira e Abreu, 2003)

Bateira (2001) e Soares (2008) apresentam uma análise da relação entre a precipitação e o desencadeamento de movimentos de vertente que, embora simplificada, permite obter indicações para uma investigação futura, como por exemplo: (Pereira, 2009)

- Nos meses em que ocorreram os movimentos de vertente estudados, as precipitações eram superiores à média mensal;
- A precipitação registada no dia da ocorrência desses movimentos corresponde, por vezes, a períodos de retorno curto;
- A ocorrência de precipitações antecedentes ao movimento é importante para a saturação dos solos.

No caso de análises de risco relacionadas com a pluviometria, a probabilidade (P) presente na equação 6.1 pode ser baseada em dois métodos. O primeiro diz respeito ao estabelecimento de limiares de risco baseados nos conceitos de chuva crítica e antecedente. Já o segundo baseia-se na utilização de modelos de cálculo numérico, nos quais a probabilidade é obtida de acordo com o fator de segurança real do talude considerado. Esta questão será desenvolvida ao longo do capítulo 7.

Assim, a previsão e conhecimento da probabilidade de qualquer um destes acontecimentos naturais provocar uma situação de instabilidade, constitui a base do processo e controlo da gestão de risco. Desta forma, os processos de mitigação do risco serão projetados de acordo com a situação que compromete a estabilidade, dado que um mesmo talude pode apresentar instabilidade perante uma chuva intensa e de curta duração e não perante uma chuva constante.

De igual modo, o conhecimento do comportamento do solo sob o efeito de diferentes teores de humidade, permitirá uma definição de padrões de chuva para efeitos de alerta antecipado do risco de ocorrência de deslizamento. Por outras palavras, o entendimento do conceito de maior ou menor “rigidez” do solo de acordo com o seu índice de plasticidade (já abordado no ponto 4.4.1) permitirá antever o colapso pela perceção dos sintomas apresentados pelo talude quando o índice de plasticidade apresenta valores mais elevados, e por outro lado acautelar situações de rotura quando este apresenta menores valores e portanto um comportamento mais dúctil.

6.3.1. MINIMIZAÇÃO DOS RISCOS ASSOCIADOS À ESTABILIDADE DE TALUDES NA RDD

Em geral, em taludes naturais as medidas que promovem a estabilização das vertentes centram-se em três processos distintos: a alteração da geometria, medidas de natureza hidráulica e medidas de natureza estrutural.

Contudo, quando se trata da Região Demarcada do Douro estes processos estão confinados a medidas de natureza hidráulica, dada a necessidade de preservação da paisagem de origens antrópicas, Património Mundial da UNESCO. As medidas de alteração de geometria ou as estruturais, embora possam ser utilizadas em pequena escala, são evitáveis.

A implantação de processos mitigadores de risco tem como principal objetivo a diminuição da vulnerabilidade do sistema. A definição de práticas eficazes preventivas de instabilidade de vertentes na Região Demarcada do Douro assentam em duas componentes: os sistemas de drenagem superficial ou profunda, proteção da face do talude com vegetação e a avaliação das condições de instalação de estrutura de suporte ao plantio, como muros de pedra em seco ou taludes em terra. (Pereira, 2009)

6.3.1.1. Drenagem Superficial e Profunda

Um sistema de drenagem eficiente possibilita o controlo do movimento da água superficial bem como da quantidade de água infiltrada, permitindo a redução da pressão da água dos poros. O dimensionamento de um sistema de drenagem competente permite assim a diminuição da erosão do solo bem como das forças hidrostáticas provenientes da precipitação, que na maioria das vezes estão na génese dos movimentos de vertente.

Um sistema de drenagem superficial deve ser dimensionado de acordo com as necessidades do solo. A existência de áreas mais húmidas e frias a maior altitude e a Oeste e áreas mais secas e quentes a Este, prevê uma diferenciação nas redes de drenagem, dada a diferente capacidade de infiltração das águas pluviais. No decorrer de um chuvada, depois de atingido o limite de saturação de um determinado solo, a água tende a formar um escoamento superficial. Caso este escoamento não seja conduzido para fora da zona potencialmente instável pela rede de drenagem implementada, pode conduzir a situações de instabilidade e erosão.

As redes de escoamento superficial da região em estudo são geralmente compostas por manilhas de meia cana ou cana completa por motivos económicos e de facilidade de realização. O seu dimensionamento é dependente de diversos parâmetros como a área e geometria da zona onde será implantada, intensidade de precipitação, declive e comprimento da vertente e a natureza e quantidade de vegetação (Bateira, 2011)



Fig. 6.5 - Drenagem com meias manilhas nas estradas de acesso aos patamares de 1 bardo, cuja inclinação longitudinal e para o bordo interior permite que as águas escurram para a rede de drenagem da parcela, evitando assim a ocorrência de deslizamentos nos talude (SUVIDUR, 2012)



Fig. 6.6 - Patamares estreitos cuja horizontalidade provoca por vezes problemas e erosão nos taludes pela ausência de uma drenagem eficaz no sentido longitudinal do patamar (SUVIDUR,2012)

Se necessário poderá recorrer-se à drenagem profunda. Esta permite o controlo da água infiltrada no terreno reduzindo assim a pressão de água nos poros e o gradiente hidráulico. No entanto, na região em estudo, o dimensionamento de um sistema de drenagem profunda deve atender a algumas reservas. Os aspetos a ter em atenção centram-se no facto de que deve ser garantido que as videiras e plantas à superfície sejam capazes de absorver a água do subsolo mesmo em períodos de seca. Assim sendo, na generalidade dos casos, esta técnica é colocada em última instância, não só pelos motivos já mencionados mas também por ser mais dispendiosa do que a drenagem superficial.

Em geral, os métodos utilizados na drenagem profunda são os mantos drenantes, valas de drenagem, drenos horizontais, poços verticais ou galerias de drenagem. A monitorização, realizada antes, durante e após a construção do sistema de drenagem, passa pela instalação de piezómetros para a medição da pressão nos poros e indicação da eficiência do sistema (rebenamento de tubos, deterioração). (SUVIDUR, 2012)



Fig. 6.7 - Correto sistema de drenagem ao longo de uma linha de água (esquerda) e sua destruição a montante para instalação de patamares mecanizáveis (direita), o que veio a refletir-se em graves problemas de erosão nos seus taludes (SUVIDUR, 2012)

6.3.1.2. Vegetação

No ponto 5.5 do presente trabalho foi já abordado o papel benéfico e prejudicial da vegetação. Segundo o Manual de Boas Práticas Vitícolas da Região Demarcada do Douro, deve colocar-se vegetação, essencialmente, como forma de prevenção de erosão provocada pela água da chuva, como se pode verificar nos seguintes excertos retirados do mesmo (SUVIDUR, 2012):

- “O solo das entrelinhas deverá ser protegido contra a erosão durante o período de maior frequência de chuvas (meados de Outono a meados da Primavera), semeado ou espontâneo (...).”;
- “Problemas, mais ou menos graves, provocados por fenómenos de erosão, podem ocorrer, os quais para além de prejuízos directos que acarretam, implicam a sua reparação cujos custos são frequentemente muito elevados. As consequências da erosão traduzem-se através de consequências diversas, muitas vezes associadas: redução da espessura do solo, em situações onde a erosão por ravinamento é muito acentuada; ravinamento nos taludes dos patamares ou em vinha ao alto quando as águas de escoamento superficial não são controladas de forma correcta; erosão do tipo laminar com arrastamento ou perda de elementos minerais; deslizamento de partes do solo provocando aterros em zonas subjacentes por vezes provocando danos nas videiras; aterro de linhas de água e de ascensos activas ou ocultas, o que para além de poderem causar problemas graves de erosão e de instabilidade da encosta (...);
- “A desmatagem de zonas de cumeeira das colinas podem igualmente fragilizar as encostas a jusante, ao dificultarem a infiltração das águas das chuvas, com consequentes escoamentos provocando erosão ravinar.”



Fig. 6.8 - Manutenção de vegetação natural no topo da colina para incremento da infiltração da água das chuvas, e de galerias ripícolas (em pormenor na imagem à direita) nas zonas de linha de água como medida de defesa contra a erosão pela diminuição de escorrências superficiais de água e consequentes fenómenos de ravinamento (SUVIDUR, 2012)



Fig. 6.9 - Exemplo de ravinamento em taludes de alta dimensão com deficiente sistema de controlo conta a erosão (SUVIDUR, 2012)

7

CASO DE ESTUDO

7.1. INTRODUÇÃO

7.1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

O presente caso de estudo insere-se numa investigação desenvolvida pela FEUP e pelo GEG – Gabinete de Estruturas e Geotecnia, Lda., com sede na cidade do Porto. O projeto teve início em 2010, quando a Quinta de Melres, pertencente à Região Demarcada do Douro, foi palco da ocorrência de fenómenos de instabilidade de encosta, simultaneamente à derrocada parcial de um muro de suporte de escavação em alvenaria de xisto na EN222 (numa extensão de 10 a 15m), aproximadamente ao km 132+200. (GEG, 2010).

A Quinta de Melres, pertencente no concelho de Lamego, distrito de Viseu, dedica-se à produção agrícola dos terrenos da encosta, nomeadamente a produção de vinho do Porto. A vinha encontra-se estruturada em patamares largos de 2 bardos, com acessibilidades transversais que apresentam, em alguns locais, sistemas de drenagem em manilhas de meia cana.

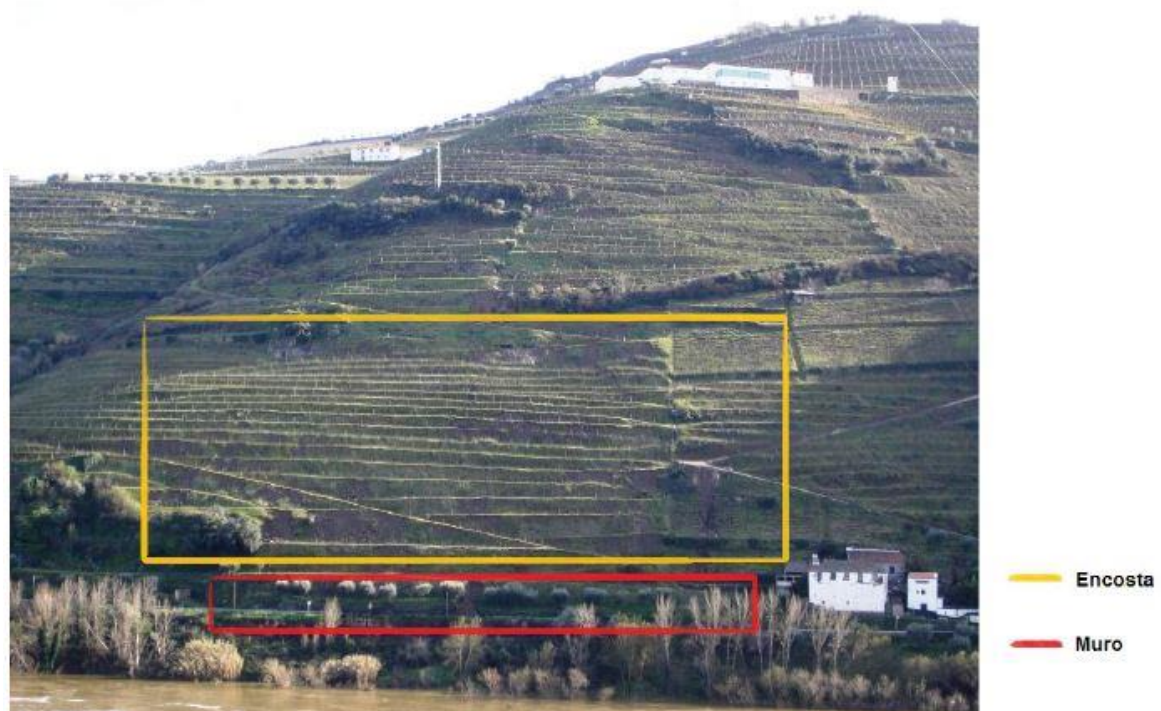


Fig. 7.1 - Localização aproximada do muro e encosta afetados (GEG, 2010)



Fig. 7.2 - Assentamento e deslizamento da massa do terreno (GEG, 2010)

O estudo desenvolvido ao longo dos últimos 4 anos conta também com a participação da Quinta do Noval, situada em Vale de Mendiz, concelho de Alijó e distrito de Vila Real.

A colaboração da Quinta do Noval é justificada pelo facto de esta possuir uma estação udométrica própria, o que contrasta com a realidade da Quinta de Melres. De facto, os registos pluviométricos mais próximos e disponíveis relativamente à Quinta de Melres, dizem respeito a estações situadas em Vila Real ou Lamego, locais geograficamente um pouco afastados dessa zona nomeadamente no que diz respeito ao microclima da RDD (já mencionado no ponto 2.3). Para além da Quinta do Noval permitir o acesso aos registos pluviométricos da sua estação pluviométrica, possibilitou também a recolha de uma amostra do terreno para caracterização laboratorial no trabalho desenvolvido por Cazzola (2014). Importa, desde já, agradecer a disponibilidade demonstrada por esta quinta relativamente a todas as questões relacionadas com este trabalho.

O facto do cálculo numérico considerar dados relativos a locais diferentes não compromete a validade dos resultados obtidos, dado que ambas as quintas são representativas de muitas das realidades topográfica, geológica e meteorológica existentes na Região Demarcada do Douro.

7.1.2. ESTUDOS PREVIAMENTE REALIZADOS

Sendo um estudo realizado ao longo dos últimos 4 anos, contou com a colaboração de diferentes autores que contribuíram para o avanço na investigação. Neste seguimento, é importante fazer o registo das conclusões relativas aos estudos realizados nos anos anteriores.

O estudo teve início em 2011 por Ramalho, tendo-se centrado na realização de um trabalho laboratorial que contribuiu para a definição das propriedades hidráulicas do solo constituinte do aterro (ZG4) da Quinta de Melres. A simulação numérica incidiu na importância da aplicabilidade de uma análise drenada ou não drenada no estudo da estabilidade da encosta, tendo concluído que, evidentemente, o FS apresenta menores valores em condições não drenadas. No entanto, apenas uma correta estimativa dos parâmetros hidrogeológicos do material, nomeadamente o uso de dados reais do coeficiente de permeabilidade, ditarian a melhor ferramenta a utilizar. Numa fase final, o estudo centrou-se na análise da variação do teor de humidade ao longo da encosta e as suas consequências na estabilidade do talude.

Canedo (2013), contou com a colaboração da Quinta do Noval, e assim impôs ao modelo representante da Quinta de Melres uma precipitação medida na estação meteorológica da primeira quinta, extrapolando-a para a Quinta de Melres. Nessa mesma análise, por não possuir a curva característica do solo, de entre as pré-definidas no programa analisou a que melhor se ajustaria ao solo em questão.

Posteriormente, analisou a influência da posição do nível freático e da geometria do terreno na estabilidade do talude.

Seguiu-se Cazzola (2014), que realizou a caracterização geotécnica do material de aterro – ZG4, desta vez, de amostras recolhidas na Quinta do Noval. Cazzola (2014) definiu como principais objetivos: (1) perceber o comportamento da coesão relativamente a diferentes valores do teor de água no terreno; (2) obter a curva de retenção característica do terreno; (3) perceber o papel da sucção na atuação da coesão. A simulação numérica, por ele efetuada, teve como intuito perceber a influência do ângulo que define a taxa de aumento da resistência com a sucção matricial, ϕ^b , no cálculo do fator de segurança. No entanto, segundo o mesmo, não parece existir uma diferença significativa no valor do FS quando este valor é alterado.

No mesmo ano, Costa (2014) centrou-se no estudo da variabilidade da permeabilidade dos materiais envolventes, bem como a influência da posição do nível freático e da variação temporal e sazonal de eventos pluviométricos em fenómenos de instabilidade. O mesmo concluiu que a permeabilidade e a geometria deste material controlam a infiltração e a formação das superfícies de deslizamento. Os valores de coeficiente de permeabilidade mais baixos correspondem a resultados no fator de segurança mais prolongados no tempo. Costa (2014) afirma que este fato justifica que durante as chuvas de Inverno, os efeitos no terreno sejam, do mesmo modo, lentos e mais prolongados no tempo. Eventos pluviométricos prolongados e persistentes são responsáveis pelo aumento do nível freático, comprometendo a estabilidade a médio prazo. Já as chuvas rápidas e intensas de Verão estão associadas a um escoamento superficial, face à fronteira menos permeável que constitui a superfície.

7.1.3. OBJETIVOS

A análise numérica do presente trabalho tem como objetivos principais a compreensão das consequências da variabilidade do teor de água e das pressões nos poros na encosta modelada, segundo diferentes regimes pluviométricos. Com esta análise, pretende-se perceber a influência dos parâmetros anteriormente mencionados no cálculo do coeficiente de segurança no tempo e no espaço. Este estudo permite, assim, entender e justificar o conceito que tem vindo a ser desenvolvido ao longo deste trabalho – Heterogeneidade Transitória do Solo.

A concretização dos objetivos é conseguida através da definição de diferentes níveis freáticos (relativos a diferentes épocas do ano) e do coeficiente de permeabilidade do material de aterro ZG4. Através da aplicação de eventos pluviométricos com características distintas, é possível avaliar o efeito da pressão negativa nos poros (coesão aparente) e do teor de humidade na variação do fator de segurança do material. A simulação proposta, permite ainda perceber de que modo a encosta reage a diferentes situações pluviométricas e quais os eventos que mais comprometem a sua estabilidade.

Numa fase final, pretende-se perceber quais as propriedades que mais influenciam a estabilidade do talude em diferentes fases de um evento pluviométrico, o mais gravoso de toda a análise. Assim, é feita uma análise de sensibilidade que só é possível com recurso a uma das ferramentas do programa de cálculo numérico utilizado.

Como forma de sintetizar a metodologia, o produto final centra-se no esboço da curva de relação entre o teor de humidade e a coesão efetiva ou resistência não drenada de um solo fino genérico.

7.1.4. SOFTWARE DE CÁLCULO NUMÉRICO

Na modelação numérica efetuada foi utilizado o programa de cálculo numérico Slide 6.0 da © Rocscience, Inc. Trata-se de um programa bidimensional de análise de estabilidade de superfícies de deslizamento de solos e rochas em estado plano de deformação, com base no método de equilíbrio limite

de fatias verticais. Este *software* efetua, ainda, o cálculo por elementos finitos quando são modelados problemas de hidrodinâmica, tanto nos maciços rochosos como nos terrosos.

A versão 6.0 deste *software* inclui a análise transitória e permanente da água subterrânea que permite efetuar a ponderação automática relativamente à influência dos fenómenos de sucção nos valores de coesão dos solos. Em versões anteriores, a simulação da variação do teor de água no terreno (terrenos não saturados) era conseguida através da consideração de diferentes parâmetros de resistência mecânica para cada estágio. (Costa, 2014) Na versão atualizada, para uma mesma análise é suficiente a introdução dos dados relativos ao material saturado e o valor do ângulo ϕ^b correspondente ao critério de Mohr-Coulomb expandido para solos não saturados.

Além disso, o *software* possui uma ferramenta que permite realizar análises de sensibilidade (*Sensitivity Analysis*) e probabilísticas como forma de estimação do valor dos parâmetros que mais influenciam a estabilidade.

7.2. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA EM ESTUDO

7.2.1. GEOMETRIA DA ENCOSTA

O levantamento topográfico da encosta realizado para o GEG no âmbito do projeto “EN 222 – Estabilização da Encosta Contígua à EN 222 ao km 132+200 (LD)” em 2010 encontra-se representado na Figura 7.3. Trata-se de uma encosta que apresenta uma inclinação média de 31°, dividida em socalcos que por sua vez apresentam uma inclinação, em alguns casos, superiores a 55°.

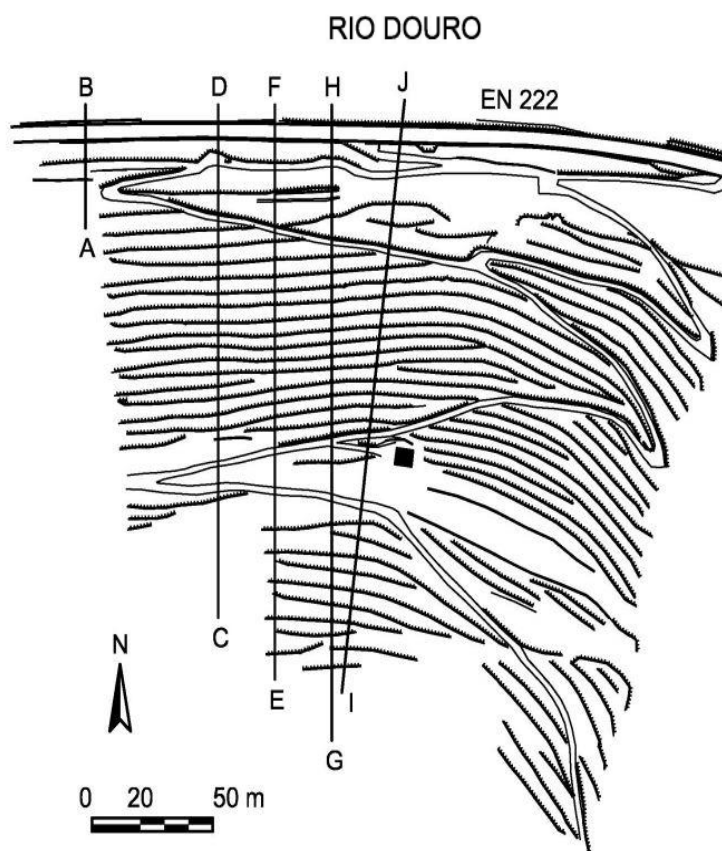


Fig. 7.3 - Planta topográfica parcial Quinta de Melres - margem sul do Rio Douro (GEG, 2010)

No que diz respeito à análise numérica, na avaliação das condições de estabilidade da encosta, interessa estudar o perfil mais condicionante. Assim, de entre os perfis traçados na figura acima, foi selecionado o perfil CD por se entender que constitui a situação mais gravosa, tanto por questões topográficas, como por ter sido neste que se verificaram as situações de deslizamento e assentamento.

7.2.2. ZONAMENTO E CONDIÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS

A campanha de prospeção geomecânica realizada entre os meses de Maio e Julho de 2010 pelo GEG, compreendeu a instalação de dois piezómetros e dois inclinómetros, execução de 14 sondagens mecânicas, instalação de dois prismas topográficos e ainda a realização de dois poços de reconhecimento com recolha de amostra para ensaios laboratoriais. A prospeção realizada teve particular incidência no perfil CD pelas razões já descritas no ponto anterior. (GEG, 2010)

De acordo com os dados obtidos da campanha de prospeção realizada, foi possível a delimitação de 4 zonas geotécnicas de características e em profundidades distintas (Figura 7.4). Esta campanha permitiu a identificação das seguintes unidades (GEG, 2010):

- Complexo xisto-grauváquico: composto por xistos e grauvaques, de grão fino (ZG2, ZG3) e xistos e grauvaques de grão fino e cor amarelada a cinza (ZG1);
- Aterro (ZG4): depósito de origem antrópica de silte arenoso-argiloso, com terra vegetal e fragmentos de xisto dispersos (associados à construção da EN 222 e aos socacos).

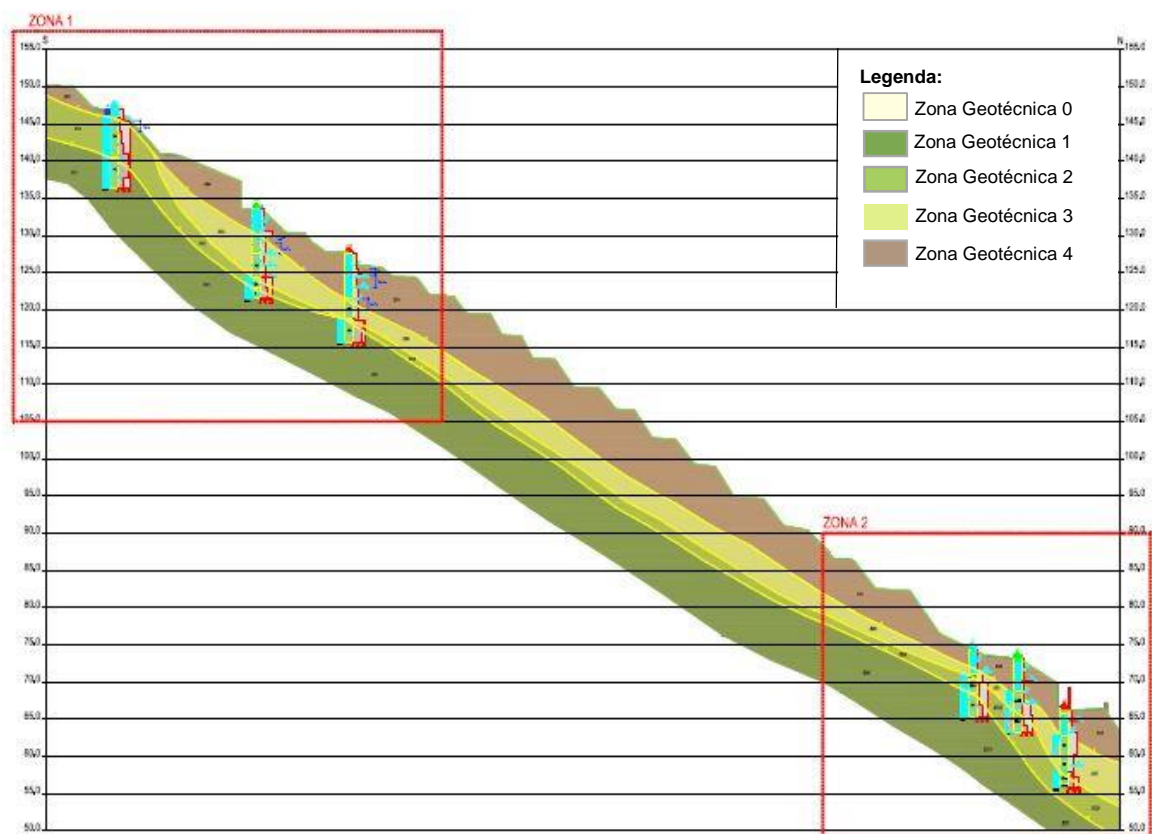


Fig. 7.4 - Corte CD: geometria da superfície e zonamento geotécnico – Esc.: 1/1000 (GEG, 2010)

As zonas 1 e 2 assinaladas a vermelho na figura anterior, representam as áreas de maior concentração de esforço de prospeção, por sua vez os elementos verticais a azul são a reprodução dos instrumentos de prospeção.

7.2.2.1. Complexo Xisto-Grauváquico – Zonas Geotécnicas ZG1, ZG2 e ZG3

Os valores de parâmetros geotécnicos e propriedades hidráulicas das diferentes zonas geotécnicas que constituem o complexo xisto-grauváquico encontram-se sintetizados na Tabela 7.1 e Tabela 7.2, respetivamente. A definição destas propriedades é resultado da conjugação entre a campanha de prospeção e ensaios laboratoriais elaborados posteriormente. O peso volúmico total (γ) considerado para as três zonas geotécnicas foi de 19kN/m³.

Tabela 7.1 - Valores dos parâmetros geotécnicos segundo o zonamento definido (GEG, 2010)

Designação da zona	RQD [%]	N _{SPT}	Grau de fracturação, F	Grau de alteração W	Coesão [kPa]	Ângulo de atrito [°]	E [GPa]	GSI
ZG1	>50	-	F4-5, pontualmente F3	W3-2	200-250	35	6,0	35-40
ZG2	20-90	-	F4-5, pontualmente F3	W3-4	150-200	30 a 35	3,5	30
ZG3	<40	-	F4-5	W4-5	100-150	25 a 30	1,4	20

Tabela 7.2 - Propriedades hidráulicas dos materiais (GEG, 2010)

Zona Geotécnica	Coeficiente de Permeabilidade, k [m/s]
ZG1	10 ⁻⁹
ZG2	10 ⁻⁸
ZG3	10 ⁻⁸

7.2.2.2. Aterro – Zona Geotécnica ZG4

A campanha de prospeção e posteriores ensaios elaborados pelo GEG, permitiram, de igual modo, caracterizar o material constituinte do aterro. Esta camada, por ser a mais superficial, é a que apresenta maior probabilidade de se encontrar em condições não saturadas, proveniente de fenómenos de infiltração e evapotranspiração resultantes do clima em vigor.

No entanto, dado que os dados pluviométricos são provenientes da Quinta do Noval (já justificado no ponto 7.1.1), a análise numérica a realizar terá como base os ensaios laboratoriais e respetivos resultados realizados por Cazzola (2014) para uma amostra de terreno extraído dessa mesma quinta.

Segundo o autor, o solo recolhido apresenta elevada heterogeneidade, pelo que após uma divisão da amostra em duas partes, procedeu-se ao ensaio de apenas uma delas. A escolha desta parcela da amostra deve-se ao facto de ser constituída por partículas de menor dimensão (solo passado no peneiro ASTM #4 (4,75mm)), admitindo que é a porção fina que controla o comportamento mecânico do maciço e portanto melhor responde aos objetivos do autor.

Relativamente ao peso volúmico das partículas sólidas (γ_s), Cazzola (2014) estimou o valor de 27,3 kN/m³. No que diz respeito ao peso volúmico total (γ), outro parâmetro de grande interesse no cálculo de estabilidade, por ser dependente do teor de água (w) e índice de vazios (e) existente no solo (equação 7.1), não foi estimado na fase inicial de trabalhos.

$$\gamma = \gamma_s \cdot \frac{1 + w}{1 + e} \quad (7.1)$$

A análise granulométrica, conseguida através de ensaios de peneiração e sedimentação, encontra-se resumida na Tabela 7.3, onde é evidente a predominância das partículas argilosas e siltosas (55%). Por esta razão, de acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (ASTM D2487), o solo ensaiado experimentalmente pode ser denominado de “solo fino”. (Costa, 2014)

Tabela 7.3 - Granulometria do solo da Zona Geotécnica 4 – ZG4 (Cazzola, 2014)

Argila	Silte	Areia	Cascalho
5%	50%	30%	15%

A determinação dos limites de consistência do solo permitiu a classificação do solo como “argila magra arenosa inorgânica” segundo a Carta de Plasticidade de Casagrande (ASTM D2487). (Cazzola, 2014, p. 43). Os resultados obtidos a partir do método da concha de Casagrande e moldagem manual até secagem da amostra, cuja incidência de cingiu à parcela de material selecionado inicialmente, encontram-se sintetizados na Tabela 7.4.

Tabela 7.4 - Limites de Atterberg e Índice de Plasticidade

Limite de plasticidade, w_P	16%
Limite de liquidez, w_L	27%
Índice de plasticidade, I_P	11%

Pode então constatar-se que, embora a análise granulométrica mostre uma quantidade baixa de argila (5%) e uma alta fração siltosa (50%), a classificação de acordo com os Limites de Atterberg dita que se trata de uma “argila magra arenosa inorgânica”. Assim, pode afirmar-se que o solo apresenta um comportamento idêntico ao de uma argila e não de um silte. (Cazzola, 2014)

A determinação dos parâmetros de resistência teve como base ensaios de Proctor, corte direto, compressão uniaxial e compressão triaxial não drenado e posteriores correlações. Os valores obtidos e assumidos após discussão encontram-se sintetizados na tabela seguinte. (Cazzola, 2014)

Tabela 7.5 - Valores considerados para os restantes parâmetros de ZG4

Propriedades do material		Valor admitido
Ângulo de atrito	Pico, ϕ'_{max}	31,5°
	Residual, ϕ'_{res}	29,8°
Ângulo da taxa de aumento da resistência com a sucção matricial, ϕ^b		4,4°
Coesão, c'		12,0 kPa
Peso Volúmico seco, γ_d		17,0 kPa (90% do valor ótimo do Proctor)
Coeficiente de Permeabilidade, k		3×10^{-8} m/s

Da análise efetuada pelo mesmo autor, importa ainda salientar o estudo relativo à análise do papel da sucção na coesão, isto é, o aumento da resistência adicional induzida pela sucção quando se compara um solo completamente saturado com um não saturado. Assim, foram ensaiadas três amostras com diferentes teores de humidade assumindo que o ângulo de atrito não saturado é igual ao valor do mesmo quando o solo se encontra saturado. Os valores de teor de humidade foram adotados com base no ensaio de Proctor, sendo que um deles diz respeito ao valor ótimo (12,4%) e os restantes (7,7% e 17,1%) representam os valores de teor de humidade para os quais se verifica um peso volúmico seco superior a 90% do máximo obtido ($\gamma_d = 18,9$ kN/m³) para o lado seco e húmido. Os valores admitidos e experimentados através do ensaio de compressão uniaxial não confinada, estão expostos na Tabela 7.6.

Tabela 7.6 - Variação da coesão com o teor de água (Costa, 2014)

Teor de água, w [%]	Tensão normal, σ'_1 [kPa]	Coesão, c [kPa]
7,7	89,4	26,1
12,4	78,7	22,9
17,1	62,3	18,1

Pela observação da tabela anterior, é evidente a perda de coesão com o aumento do teor de humidade, como seria de esperar de acordo com exposto no ponto 4.5 do presente trabalho. Do mesmo modo, se se comparar a coesão do solo saturado, presente na tabela 7.5 e a coesão na tabela 7.6 é claro o efeito da sucção no aumento da coesão e consequentemente resistência, sendo que para valores de teor de humidade mais baixos (7,7 %) a coesão pode atingir mais do dobro do valor saturado.

A curva de retenção do solo encontrada por Cazzola (2014) ajusta-se ao método de Fredlund e Xing (1994), presente no ponto 3.5.1.3, e encontra-se representada na Figura 7.5. As constantes a , n e m que dizem respeito à equação dos autores mencionadas acima (presente na Tabela 3.1) foram estimadas de modo a maximizar o coeficiente de regressão “ R^2 ”. Assim, através da otimização aos pontos pretendidos e impondo $a \leq 100$ foram obtidos os valores de 100, 0,8950 e 2,2608 para as constantes a , n e m , respetivamente.

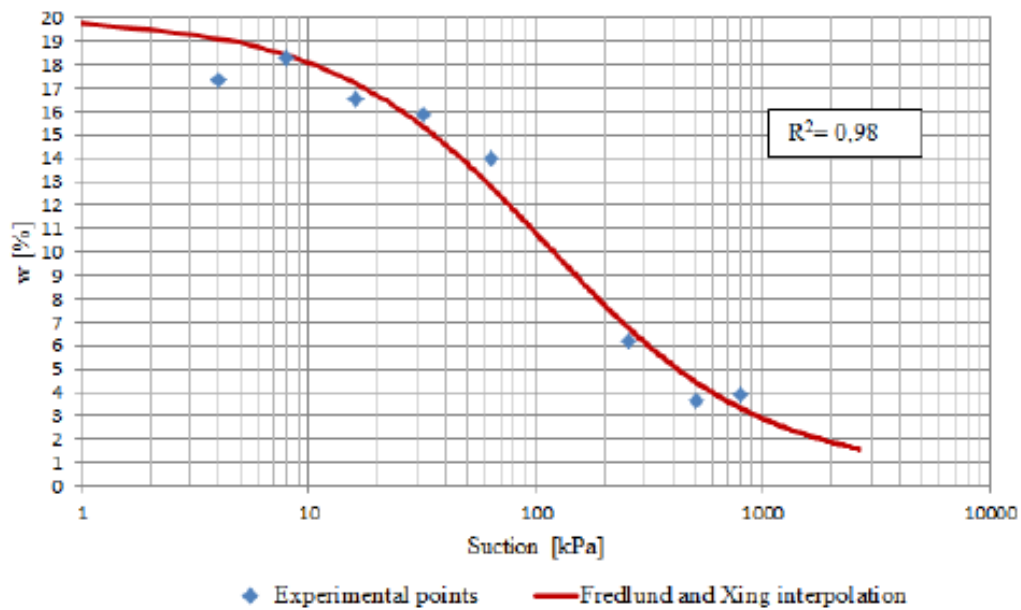






Fig. 7.5 - Curva de retenção do solo adaptada ao modelo teórico de Fredlund e Xing (Cazzola, 2014)

O conhecimento da curva de retenção de um determinado solo possibilita avaliar o valor de sucção matricial correspondente a qualquer valor de teor de humidade presente no terreno, e portanto assume especial importância neste tipo de análise.

7.3. DADOS DE INPUT NO PROGRAMA

A definição da geometria da encosta e a caracterização dos materiais constituintes da mesma são fundamentais para garantir a eficácia de uma análise de estabilidade. No entanto, mais do que de uma definição cuidada do zonamento e características dos materiais, o sucesso e aproximação à realidade dessa análise dependem, essencialmente, das decisões tomadas pelo autor em situações de incerteza relativamente a diversos parâmetros. Assim, os dados de entrada no programa relativamente às propriedades dos materiais encontram-se sintetizados na Tabela 7.7.

Tabela 7.7 - Dados de entrada: propriedades dos materiais

	Nome da camada			
	ZG1	ZG2	ZG3	ZG4
Cor				
Peso Volúmico [kN/m ³]	19	19	19	17
Critério de rotura	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Mohr-Coulomb
Coesão [kPa]	225	175	125	12,0
Ângulo de atrito [°]	35,0	33,0	30,0	29,8
ϕ^b [°]	-	-	-	4,4
k [m/s]	10^{-9}	10^{-8}	10^{-8}	3×10^{-6}
k1/k2	1	1	1	1
Ângulo K [°]	0	0	0	0
Modelo hidráulico – Curva de Retenção	Simple	Simple	Simple	Fredlund & Xing
Propriedades do modelo	General	General	General	A=100 kPa B=0.8950 C=2.2608

No que diz respeito à camada ZG0, por se tratar de um maciço rochoso, foi considerada uma coesão de 400 kPa, ângulo de atrito 35° e coeficiente de permeabilidade 10^{-9} m/s.

7.3.1. COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE

Relativamente às propriedades hidráulicas assumidas para os diferentes materiais, enquanto que nas zonas ZG1, ZG2 e ZG3 os valores considerados são os resultantes da campanha de prospeção realizada pelo GEG, o valor assumido na zona ZG4 não diz respeito ao estimado por Cazzola (2014) como seria de esperar.

Tendo em conta a importância da definição de características hidráulicas na análise em questão, entendeu-se que o valor estimado por Cazzola (2014) não estaria de acordo com o que acontece na realidade. De facto, o valor resultante dos ensaios corresponde a uma permeabilidade muito baixa e típica de um solo argiloso (de acordo com a Tabela 4.1) o que não é concordante com a constituição do solo real. O valor relativamente baixo da permeabilidade deve-se, muito provavelmente, ao facto da amostra do material ensaiado conter apenas a fração fina do terreno, desprezando as partículas mais grosseiras de xisto existentes. Na prática é expectável que o seu valor seja bastante superior, podendo mesmo aumentar duas ou mais ordens de grandeza. Segundo Matos Fernandes (2006), tendo em conta que o valor do coeficiente de permeabilidade é muito sensível relativamente à granulometria do solo, variações relativamente modestas no tamanho das partículas são suscetíveis de induzir variações significativas de permeabilidade.

Por mais rigorosos que sejam os ensaios de permeabilidade realizados em laboratório, estes dizem respeito apenas a pequenas porções do solo em pontos individuais de uma grande massa. Portanto, a validade da sua aplicação em problemas de percolação e drenagem depende da representatividade da amostra na massa do respetivo terreno. A importância da realização de ensaios *in situ* é justificada pela consideração de grandes volumes do solo, fornecendo valores médios de permeabilidade que têm em conta as variações locais no solo. Além disso, eliminam o problema do amolgamento das amostras indeformadas e a dificuldade de amostragem oferecida por algumas formações principalmente de solos

arenosos. Assim sendo, é importante que em estudos futuros seja estudada a permeabilidade do material constituinte do aterro *in situ*. O ensaio mais vulgarizado na determinação do coeficiente de permeabilidade *in situ* é o ensaio *Lefranc* realizado em furos de sondagem ou no decorrer destes, no entanto em situações de permeabilidade média e elevada é indicado o ensaio de bombagem permanente de poços.

Assim sendo, e segundo as simulações numéricas realizadas por Costa (2014) relativamente a este parâmetro, o valor de coeficiente de permeabilidade mais adequado nesta análise será da ordem de grandeza de 10^{-6} , por se tratar de um solo constituído por fração fina, mas essencialmente por partículas grosseiras de xisto que aumentam em grande escala a permeabilidade. A admissão deste valor pode ser ainda considerado como relativamente baixo para o material em questão, no entanto pode ser justificado por duas conclusões ao estudo de Costa (2014): 1) em alturas de elevada precipitação um terreno mais impermeável representa um fator desfavorável no que diz respeito à estabilidade, uma vez que não existe tempo para a água ser absorvida e retida no maciço, provocando elevado escoamento à superfície; 2) na consideração de nível freático próximo da superfície, a menor permeabilidade está associada a um aumento ligeiro do nível freático, o que diminui as forças de sucção e consequentemente provoca a diminuição dessa parcela no cálculo do FS.

Por último, a consideração de igualdade entre a permeabilidade vertical e horizontal (k_1/k_2) deve-se essencialmente à não realização de ensaios onde esta relação se tenha definido. No entanto, devido à presença de materiais grosseiros de xisto é possível que esta situação não se verifique, existindo anisotropia dependente da direção preferencial das partículas de xisto.

7.3.2. MODELO HIDRÁULICO UTILIZADO

A definição das propriedades hidráulicas passa, não só por estimar o valor do coeficiente de segurança, como também, por definir a curva característica de cada material. Assim, na camada ZG4 foi admitida a curva característica referente ao modelo de Fredlund e Xing (1994) por ser a que, segundo Cazzola (2014), melhor representava o comportamento do solo, obedecendo aos parâmetros a , b e c por ele estimados.

No que diz respeito às restantes camadas, optou-se pela definição de curvas características modelo disponibilizadas pelo próprio programa devido à inexistência de estudos relacionados com a curva de retenção do material. O modelo utilizado nas três camadas restantes foi o modelo simples (*Simple*), sendo que a ordem de grandeza do coeficiente de permeabilidade foi o fator primordial para a seleção destes métodos. Importa salientar que o método de van Genuchten apresenta uma grande variabilidade de modelos predefinidos para diferentes tipos de solos, no entanto não foi considerado devido à impossibilidade de adaptação ao coeficiente de permeabilidade das camadas. Assim, relativamente ao modelo hidráulico simples (*Simple*) foi adotado tipo de solo geral (*General*) alterando o valor do coeficiente de permeabilidade de acordo com a zona geotécnica a definir e segundo a Tabela 7.7. As curvas adotadas encontram-se no anexo A1.

7.3.3 NÍVEL FREÁTICO

A consideração do nível freático afeta drasticamente o regime de percolação e a estabilidade do talude, pelo que a sua consideração é imprescindível para a análise em questão. Assim, embora nos ensaios *in situ* realizados numa época de estio não se tenha verificado a presença de nível freático até aos 12 metros de profundidade, é conveniente que este seja considerado o mais próximo da superfície, garantindo uma análise do lado da segurança. Quanto mais próximo da superfície este se encontrar, menores serão os valores de sucção a que o solo se encontrará sujeito. Assim, tendo em conta que a sucção é benéfica para a estabilidade da vertente, a situação mais gravosa, e portanto conservativa, é a que considera o nível freático o mais elevado possível.

Deste modo, foi imposta uma diferença de 5 metros entre as cotas superficiais e o manto freático, através do estabelecimento de uma condição de 145 e 58 metros na fronteira esquerda e direita do modelo, respetivamente, para análises em épocas húmidas (tipicamente Invernos). Em épocas de estio, típicas do Verão, é realista considerar o nível freático mais profundo e por essa razão entendeu-se que a diferença de cotas entre a superfície e o manto freático seria 10 metros, impondo uma condição-fronteira de 140 e 53 metros nos extremos esquerdo e direito, respetivamente. Esta condição-fronteira foi definida impondo cargas hidráulicas totais (*total head*) nos extremos esquerdo e direito com os valores acima mencionados.

De notar ainda que a consideração de uma descida de 5 metros do nível freático de épocas húmidas para épocas de estio pode não ser realista, no entanto, dado que as campanhas de prospeção foram realizadas numa época de estio (Maio a Julho) e nelas não se encontraram vestígios do nível freático, o autor considerou que este seria um cenário do lado da segurança para a situação em questão.

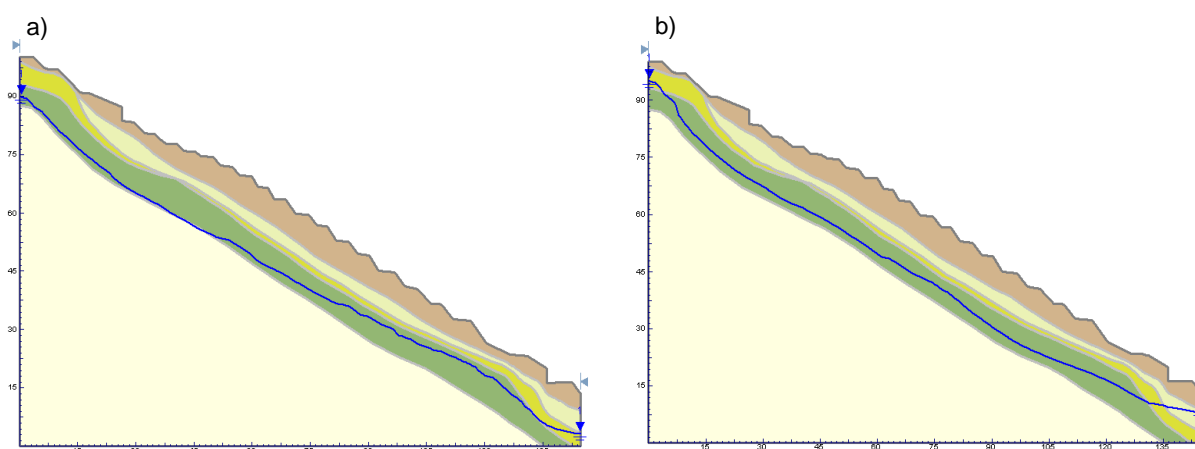


Fig. 7.6 - Nível freático a) profundo b) superficial

7.3.4 SUPERFÍCIE DE ROTURA

Segundo Canedo (2013), maciços homogéneos tendem a apresentar superfícies de rotura praticamente circulares, já os maciços heterogéneos que excluem superfícies de rotura de maior profundidade por serem constituídos por camadas muito mais resistentes (como a bedrock) próximas da superfície, apresentam na maioria das situações superfícies de rotura compostas, isto é, zonas lineares e circulares. A situação em estudo insere-se neste último caso pelo que é expectável que a superfície de rotura apresente uma forma não circular.

Assim, o método utilizado na procura de superfícies de rotura foi o *Auto Refine Search*, que é um método que se baseia num procedimento iterativo no qual os resultados de uma iteração são utilizados na limitação da área de análise da iteração seguinte. Trata-se de um método simples e eficaz com capacidade de localizar superfícies de deslizamento com FS menores que os outros métodos, nomeadamente o método de pesquisa por grelha (*Grid Search*).

Na pesquisa de superfícies não circulares foi ainda selecionada a opção *Optimize Surfaces*, isto é, otimização de superfícies de rotura, por recomendação do tutorial do programa. [15]

7.3.5 CRITÉRIO DE ROTURA

O método de equilíbrio arbitrado para as zonas geotécnicas ZG1 a ZG3 foi o de Mohr Coulomb. Apesar destas zonas serem litologicamente caracterizadas pelo complexo xisto-grauváquico, com diferentes graus de alterações e melhoramento das propriedades em profundidade, e portanto consideradas zonas rochosas, o critério utilizado não foi o de Hoek Brown. A escolha teve como base o estudo realizado por Canedo (2013) que, efetuando uma análise comparativa entre os dois critérios constatou que os resultados eram muito semelhantes. Acresce dizer que nas simulações numéricas no programa *Slide* realizadas pelo GEG, estes materiais foram também considerados como tendo um tipo de rotura respeitante a Mohr Coulomb.

Importa notar que o critério de rotura para estas zonas não apresenta grande influência no resultado final dado que a camada ZG4 é a mais condicionante para a estabilidade da encosta.

Por último, na zona geotécnica ZG4, que apresenta características de um solo, foi igualmente admitido o critério de rotura de Mohr Coulomb.

7.3.6 SINGULARIDADES APLICADAS AO MODELO

Importa salientar que, de forma a perceber mais pormenorizadamente a variação das pressões negativas e do teor de humidade no talude no espaço e no tempo, foram definidos três pontos ao longo do perfil do mesmo. Os três pontos definidos situam-se na zona superior, intermédia e inferior do talude, representados na Figura 7.7 por A, B e C, respetivamente.

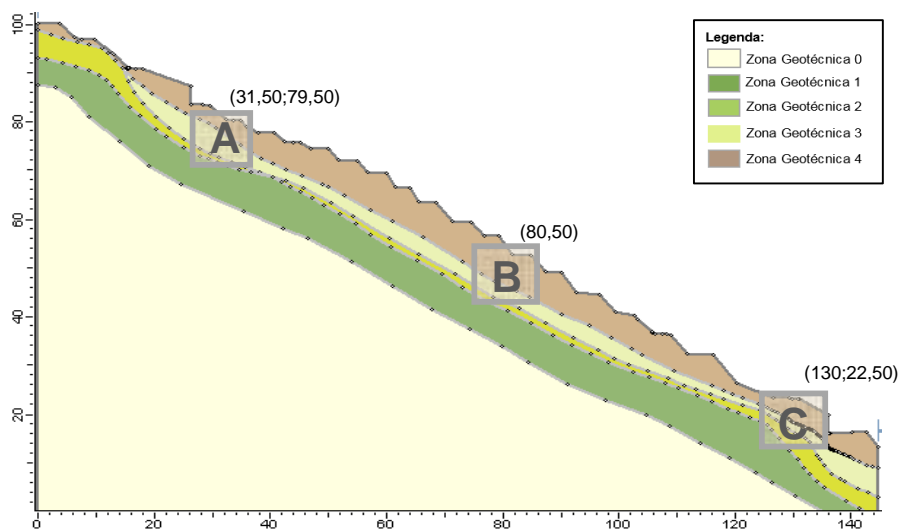


Fig. 7.7 - Localização dos pontos de análise A, B, C na encosta

7.3.7 ANÁLISE DRENADA E ANÁLISE NÃO DRENADA

Numa análise de estabilidade de um talude natural a opção por uma determinada análise em detrimento de outra é sempre um aspeto condicionante e suscetível de dúvida. A análise a efetuar é altamente dependente das condições hidrogeológicas do solo, dado que o coeficiente de permeabilidade rege a maior ou menor dificuldade de infiltração da água no solo e, consequentemente, a sua capacidade de resposta aos diferentes regimes pluviométricos impostos. Segundo Ramalho (2011), o teor em água presente no solo influencia também o fator de segurança em cada uma destas análises, sendo que a um aumento do teor de água está associado um fator de segurança mais desfavorável em condições não drenadas. Nestas condições, uma vez que o solo não drena a água, esta acumula-se provocando uma maior taxa de aumento das pressões neutras nos poros e consequente diminuição da sucção.

Acresce ainda dizer, que as análises não drenadas estão, geralmente, relacionadas com estudos a curto prazo, nos quais o solo não tem tempo suficiente para dissipar os excessos de pressão neutra gerados no carregamento. Já no caso das análises drenadas, são admitidas em estudos a longo prazo, nos quais é possível a dissipação das pressões neutras geradas, dando-se a drenagem da água infiltrada.

Assim, de acordo com Gerscovich (2009), a análise em termos efetivos, isto é, drenada, é teoricamente mais correta pois a resposta do solo a qualquer tipo de solicitação depende da tensão efetiva. De acordo com o mesmo autor, a consideração de uma análise em tensões totais pressupõe que as pressões geradas nos poros do terreno são similares às desenvolvidas nos ensaios. Assim sendo, e com as ressalvas já mencionadas no ponto 7.3.1 (no qual o coeficiente de permeabilidade foi considerado 3×10^{-6} m/s) é justificada uma análise em condição drenada.

7.4 PRECIPITAÇÕES IMPOSTAS AO MODELO

A análise dos valores de precipitação é essencial no estudo dos movimentos de vertente, uma vez que permite compreender não só a sua distribuição, como também a sua concentração. Os dados relativos à pluviometria de um determinado local assumem especial importância dado que permitem, entre outras coisas, perceber a quantidade de água nas vertentes, sobretudo durante o período mais chuvoso.

A chuva é um fator com enorme irregularidade no tempo e no espaço. Assim, a partir dos diversos dados de precipitação disponibilizados pela Quinta do Noval é necessário analisar e filtrar as séries de precipitações de longa duração e as precipitações intensas de curta duração que possam promover o desencadeamento de movimentos de massa. A concentração de elevados valores de precipitação em curtos espaços de tempo, não permite que as vertentes apresentem uma resposta eficaz em todas as fases do ciclo hidrológico, principalmente na fase de escoamento e infiltração.

A Região Demarcada do Douro apresenta diversos exemplos deste tipo de processos, muitos deles ocorridos no ano hidrológico de 2001, nomeadamente os movimentos de Ariz e Alvações do Corgo (Figura 6.4). Deste modo, seria pertinente analisar os eventos pluviométricos do ano de 2001, ano de elevados valores de precipitação. Contudo, dado que a estação udométrica da Quinta do Noval iniciou a sua atividade no dia 8 de Julho de 2008, os dados pluviométricos do ano de 2001 não se encontram disponíveis e portanto impossíveis de analisar. Importa referir ainda que, devido a uma avaria detetada no início do ano decorrente, esta estação não regista valores desde Janeiro de 2015.

Deste modo, serão analisados os valores referentes ao período compreendido entre Julho de 2008 e Janeiro de 2015, que por ser uma amostra relativamente pequena, não permite uma análise probabilista com representatividade significativa.

Ainda na análise dos regimes de precipitação, representados graficamente no anexo A2, registou-se a ocorrência de precipitações moderadas com ocorrência de um pico ao fim de alguns dias. Deste modo, o presente estudo aborda ainda esta situação, para além das já mencionadas anteriormente.

Importa referir a dificuldade na definição de uma época seca e outra húmida transversal a todos os anos, dado que esta estimativa depende de inúmeros fatores, como a distribuição pluviométrica ao longo do ano, a temperatura registada, a evapotranspiração, entre outros que não serão abordados neste trabalho por não se enquadrarem no seu âmbito. Assim, de uma forma generalizada, foram definidos os seguintes períodos:

- época de estio – período compreendido entre 1 de Maio a e 30 de Setembro;
- época húmida – período compreendido entre 1 de Novembro e 31 de Março.

No programa de cálculo, a análise do efeito dos regimes de precipitação é realizada aplicando uma infiltração ao modelo (*Vertical Infiltration with Time*). Como o já estudado ao longo do capítulo 4, a água infiltrada no solo não corresponde à totalidade de água precipitada e a determinação da quantidade de infiltração é um processo dependente da evapotranspiração e que envolve alguma complexidade. Assim, devido à inexistência de informação que permita uma estimativa correta da infiltração, considera-se que o volume de água precipitado é igual ao volume de água infiltrado. Sabe-se, contudo, que no início de um evento pluviométrico num terreno seco, a quantidade de água precipitada é idêntica à infiltrada, no entanto, à medida que o evento se prolonga no tempo, o solo tende a aumentar o seu grau de saturação provocando o decréscimo da taxa de infiltração. Note-se, no entanto, que esta variação é ainda dependente da existência, ou não, de um sistema de drenagem superficial eficiente.

7.4.1 PRECIPITAÇÃO INTENSA DE CURTA DURAÇÃO

Segundo Pedrosa et al. (2004b) a Região Demarcada do Douro é palco de vários episódios de precipitações intensas no período que compreende os meses de Abril a Agosto, alguns deles com consequências bastante gravosas para a população e vinicultura. Como é sabido, a principal característica da precipitação é a sua irregularidade, e para esta região isso não é exceção. De acordo com o mesmo autor, ao longo de dois ou três meses, a precipitação verificada pode ser igual ou maior ao total de alguns anos hidrológicos e, por vezes, num só dia, pode ser registado um quantitativo pluviométrico superior ao de alguns meses de Outono ou Inverno.

Os ravinamentos são o processo erosivo mais comum em casos de precipitações intensas de curta duração, atuando sobretudo nos taludes dos patamares desprotegidos e nas vinhas “ao alto”. Assim sendo, a análise deste tipo de evento pluviométrico não só é de extrema relevância como constitui um ponto de partida nas simulações numéricas a realizar.

Pela observação dos registos pluviométricos horários ocorridos tanto nas épocas de estio como nas de maior precipitação entre 2008 e 2014, é perceptível que o valor máximo registado corresponde ao dia 3 de Julho de 2014, no qual em aproximadamente uma hora, mais precisamente às 18 horas, a estação udométrica da Quinta do Noval registou uma altura de 43,6 mm de precipitação. Em termos comparativos, pode dizer-se que o valor verificado nessa hora de verão é muito aproximado à soma das precipitações horárias dos dois meses anteriores (Maio e Junho) o que comprova a atipicidade deste evento, confirmando o estudado efetuado por Pedrosa et al (2004b).

7.4.1.1 Período de Estio

A precipitação referida no ponto anterior foi simulada numericamente no modelo da encosta, sendo que a precipitação pontual foi introduzida com duração de uma hora, a primeira da simulação. Importa ainda salientar que como o referido no ponto 7.3.3, o nível freático na época de estio apresenta uma diferença de 10 metros relativamente à superfície.

A evolução do fator de segurança ao longo dos dias, relativamente aos diferentes métodos de rotura selecionados, encontra-se representada na Figura 7.8.

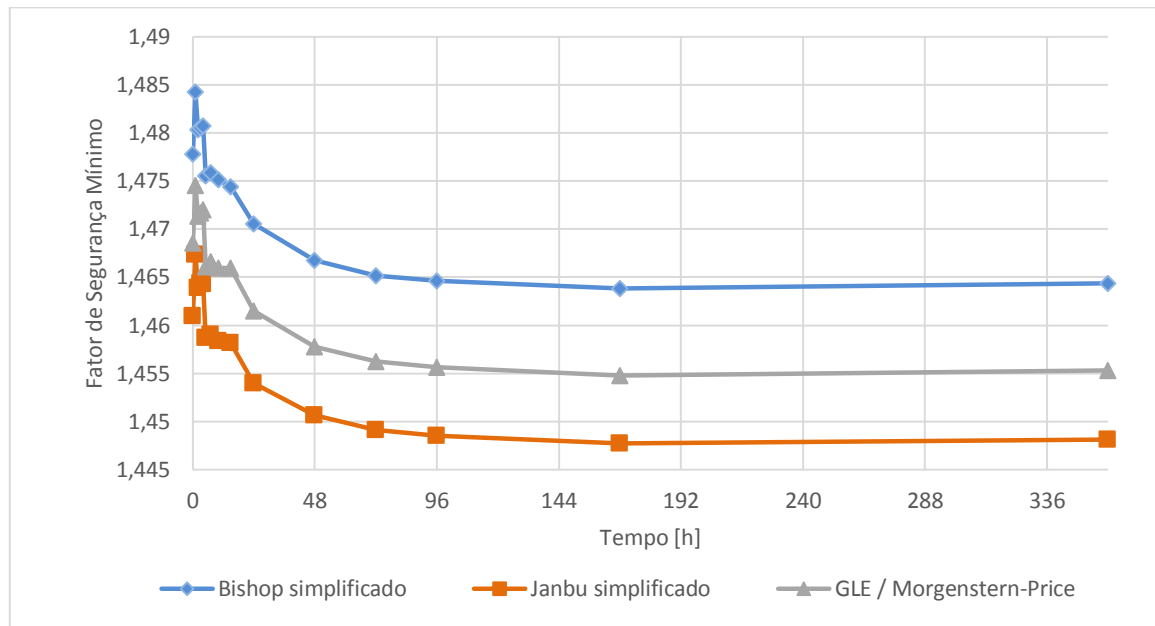


Fig. 7.8 - Evolução do FS_{\min} ao longo do tempo para uma chuva pontual de 43.6mm/h – período de estio

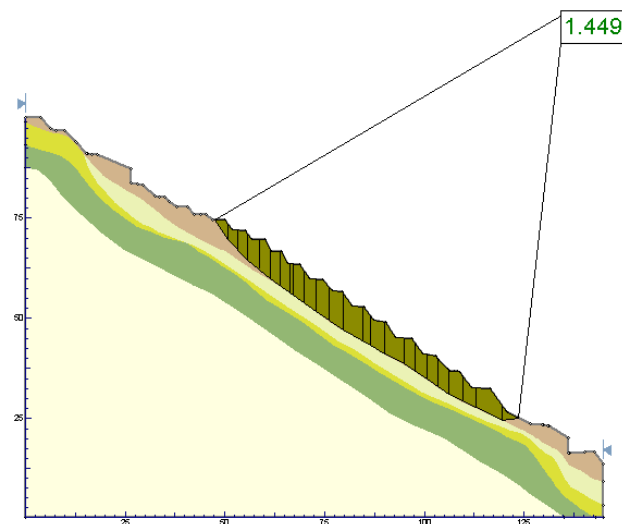


Fig. 7.9 - Superfície de deslizamento de menor valor de FS pelo método de Janbu Simplificado para uma precipitação pontual – período de estio

Pela análise da Figura 7.8 é visível a diminuição do fator de segurança na generalidade dos métodos de rotura, sendo que o método mais conservativo desta análise é o método de Janbu Simplificado, por apresentar o menor coeficiente de segurança ao longo do tempo. O valor de FS começa por apresentar uma ligeira subida na primeira hora de precipitação, sendo que logo após essa mesma hora se regista uma descida gradual até uma semana após o evento pluviométrico, momento a partir do qual se verifica um ligeira recuperação. Consta-se ainda que, para o regime simulado, a estabilidade do talude não é comprometida em nenhum momento.

Numa análise ao detalhe realizada através do estabelecimento de três pontos ao longo do talude (Figura 7.10), é possível concluir que a diminuição do fator de segurança não se deve a um aumento do teor de água, uma vez que este se mantém praticamente constante ao longo de todo o processo para as diferentes zonas do talude.

O ligeiro aumento do coeficiente de segurança que se verifica ao longo da primeira hora está relacionado com o acréscimo das pressões negativas nos poros do maciço, que surge devido à infiltração da água nos poros, embora em pequenas quantidades dado que o aumento se considera pouco significativo.

A baixa permeabilidade do solo de aterro limita a infiltração a valores baixos em chuvas de curta duração, geralmente mais intensas. Assim, para a condição imposta ao modelo, a sucção na região da frente de humedecimento reduz-se a valores correspondentes à taxa de infiltração aplicada na superfície, ou por outras palavras, ocorre o avanço da frente de humedecimento sem que ocorra a saturação do solo. O avanço da frente de humedecimento acontece de uma forma gradual, pelo que se justifica que o fator de segurança decresça do mesmo modo.

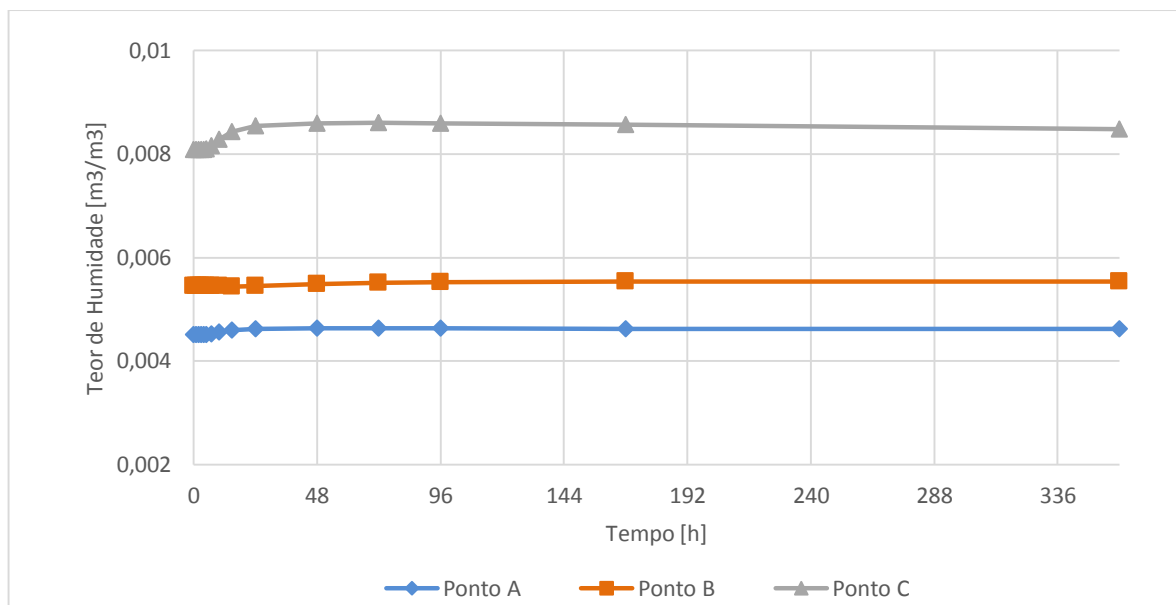


Fig. 7.10 - Evolução do teor de humidade com o tempo para uma chuva pontual de 43.6mm/h – período de estio

7.4.1.2 Período Húmido

De modo idêntico, procedeu-se à análise dos valores de pluviometria registados nas épocas húmidas no intervalo de anos compreendido entre 2008 e 2014. Assim, foi também facilmente identificável o máximo valor de precipitação horária registada pelo udómetro, tendo-se verificado a 7 de Outubro de 2009. A precipitação máxima acontece às 4 horas do dia, quando o aparelho regista 30 mm de precipitação, sendo que na hora seguinte foram ainda registados 17 mm de precipitação. Pode então concluir-se que em aproximadamente 2 horas foi registada uma precipitação total de 47mm, e portanto será o regime imposto ao modelo.

No caso referente ao período húmido e como o já mencionado no ponto 7.3.3, o nível freático encontra-se mais próximo da superfície, a 5 metros de profundidade.

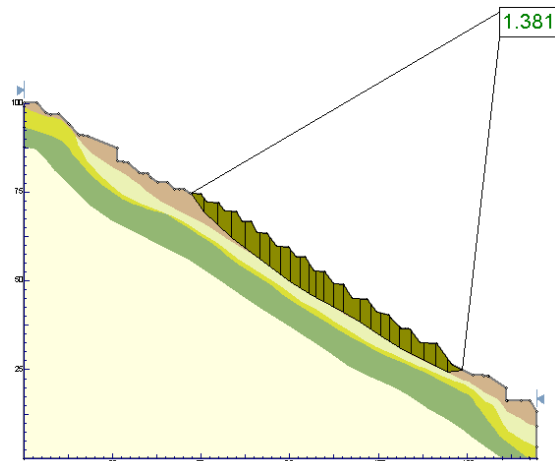


Fig. 7.11 -- Superfície de deslizamento de menor valor de FS pelo método de Janbu Simplificado para uma precipitação pontual – período húmido

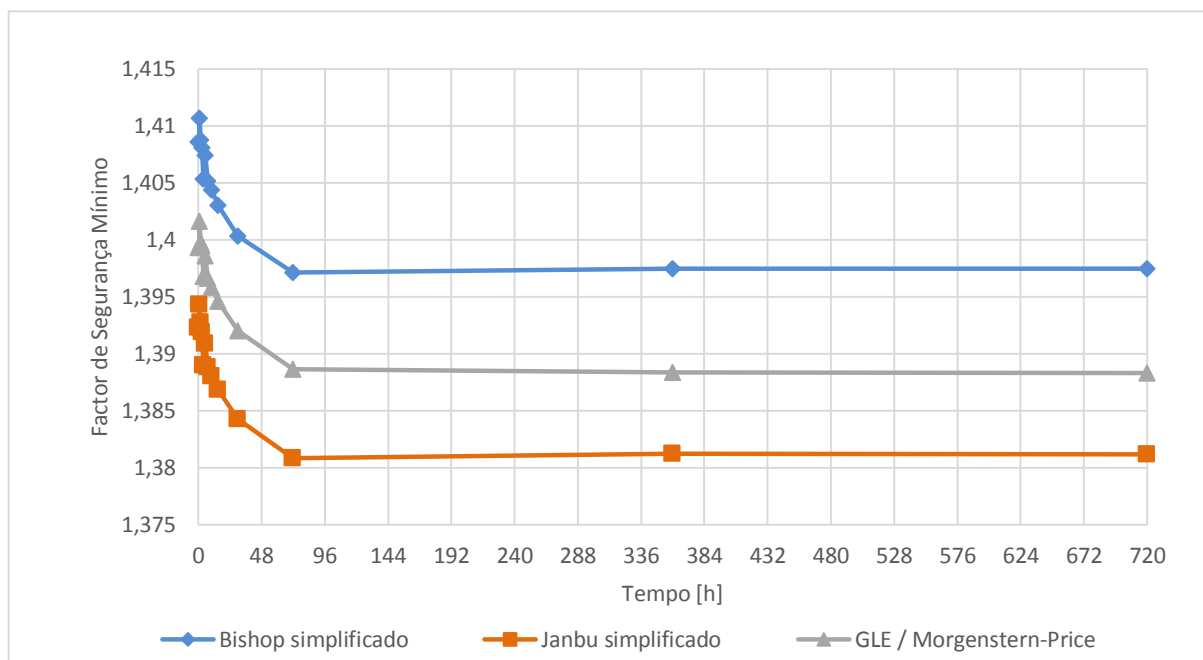


Fig. 7.12 - Evolução do FS_{min} ao longo do tempo para uma chuva pontual de 47mm/h – período húmido

Independentemente do regime pluviométrico imposto, é perceptível desde logo a influência que um nível freático mais próximo da superfície apresenta no valor do fator de segurança. A posição mais elevada do manto freático é duplamente prejudicial para este coeficiente, na medida em que provoca o aumento da pressão hidrostática e forças de impulsão, reduzindo o confinamento do esqueleto sólido das diferentes zonas geotécnicas, e conduz a uma redução do parâmetro coesivo relativo à sucção matricial considerado nas forças estabilizantes na equação 3.4.

Após o início do evento pluviométrico, regista-se uma descida mais acentuada do fator de segurança relativamente ao período estival ao longo dos primeiros 3 dias (72 horas). A descida do fator de segurança dá-se num espaço de tempo mais curto, não comprometendo a estabilidade do talude em qualquer situação. O método de rotura mais conservativo continua a ser o de Janbu Simplificado.

Pela observação da Figura 7.13 é também evidente que a variação do coeficiente de segurança não é motivada pela variação do teor de humidade do solo. O facto de se tratar de uma chuva pontual aliada a uma infiltração num terreno relativamente pouco permeável impossibilita que a água precipitada infiltre em grandes quantidades, ocorrendo sobretudo escoamento superficial. No entanto, importa salientar o elevado teor de humidade que agora se verifica na parte inferior do talude (Ponto C). O aumento significativo do teor de humidade no terreno nessa zona relativamente à análise anterior, é justificado pela Figura 7.14 na qual é perceptível o aumento de forças de percolação na base do talude. De facto, esta zona é caracterizada por um estreitamento do material de aterro, provocado essencialmente pela existência de um muro vertical de suporte. Para além disso, trata-se de uma zona onde o nível freático e as camadas mais impermeáveis (ZG2 e ZG3) se encontram mais superficiais. Assim, a existência de camadas de materiais (ZG3 e ZG4) com permeabilidades distintas, promove o armazenamento da água entre as duas camadas, potenciando o aparecimento de forças de arrastamento. Esta situação aliada ao estreitamento do canal provoca o aumento do teor de humidade na base do talude. Desta forma, é possível que esta situação esteja na origem do colapso de muitos muros de suporte na região em zonas onde o sistema de drenagem se mostra pouco eficiente.

Assim, justifica-se a implementação de um sistema de drenagem ao longo do talude, e no muro de suporte, evitando a concentração da água naquela zona.

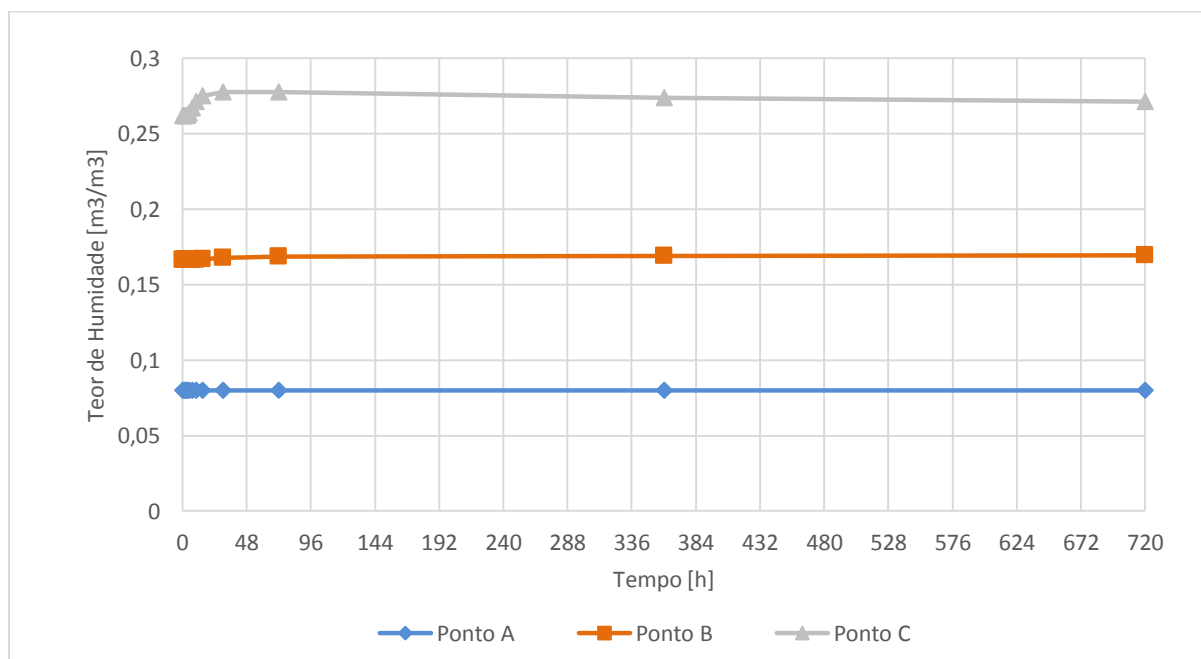


Fig. 7.13 - Evolução do teor de humidade com o tempo para uma chuva pontual de 47mm/h – período húmido

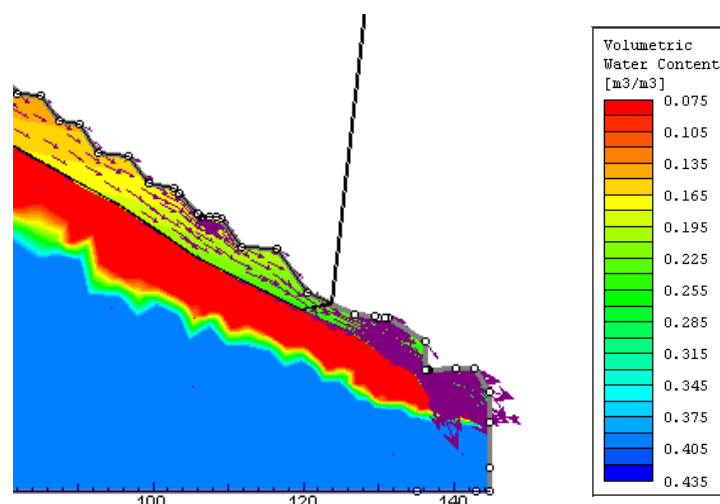


Fig. 7.14 - Pormenor da base do talude - forças de percolação

7.4.2 PRECIPITAÇÃO MODERADA DE LONGA DURAÇÃO

Sendo que a precipitação de curta duração e alta intensidade se mostrou insuficiente para comprometer a estabilidade da encosta para a generalidade das épocas, é conveniente perceber o efeito de uma precipitação moderada de longa duração, comumente denominada chuva antecedente.

Na análise deste tipo de precipitação, o fator que confere maior incerteza é o intervalo de tempo a considerar, uma vez que é dependente das características de hidráulicas do solo, nomeadamente o coeficiente de permeabilidade. De facto, solos mais permeáveis apresentam maior facilidade de infiltração da água nos poros, o que contrasta com os solos menos permeáveis. A maior facilidade de infiltração provoca o aumento do grau de saturação do solo e consequente redução da pressão negativa nos poros. Com o aumento da infiltração, a coesão aparente que esta pressão negativa imprime no solo deixa de surtir efeito num determinado período de tempo, potenciando situações de instabilidade. Dadas as características já mencionadas, o período de tempo anteriormente referido será naturalmente mais elevado para solos menos permeáveis comparativamente aos que apresentam maior permeabilidade.

No que diz respeito ao presente caso, a consideração de um intervalo de 17 dias consecutivos de precipitação parece representar um ponto de partido razoável. Deste modo, a simulação numérica preconiza a maior quantidade de chuva registada em 17 dias consecutivos tendo sido aplicada a ambas as épocas consideradas no estudo, época de estio e húmida (Figura 7.15).

Tabela 7.8 - Caracterização da precipitação moderada de 17 dias imposta ao modelo

Precipitação moderada de longa duração	
Média [mm/d]	11.534
Total acumulado [mm]	282.8

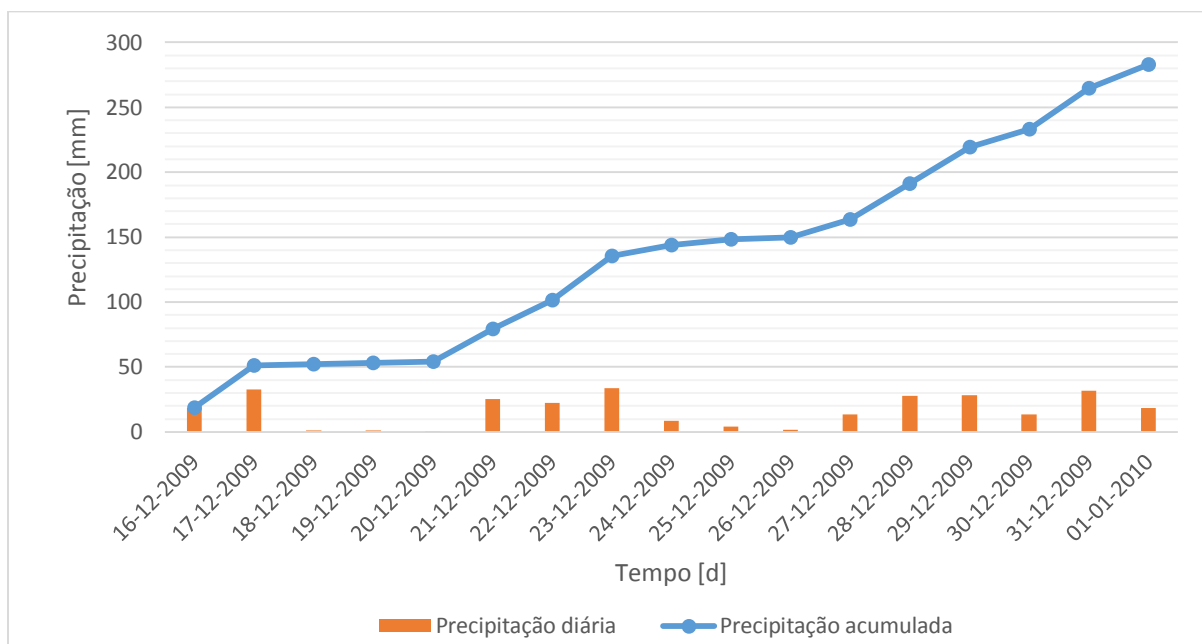
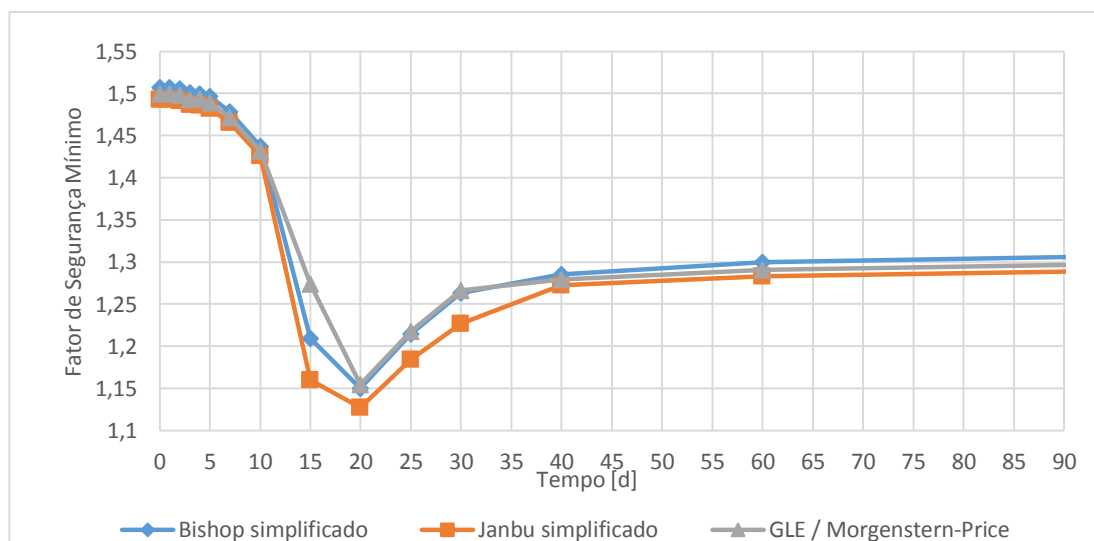


Fig. 7.15 - Precipitação considerada no cálculo numérico – Dezembro 2009

7.4.2.1 Período de Estio

A evolução do fator de segurança com o tempo relativamente aos diferentes métodos de rotura selecionados, encontram-se representados na Figura 7.16.

Do mesmo modo, é apresentada a evolução da pressão nos poros dos diferentes pontos estabelecidos ao longo do tempo, na Figura 7.17.

Fig. 7.16 - Evolução do FS_{min} ao longo do tempo para uma chuva moderada – época de estio

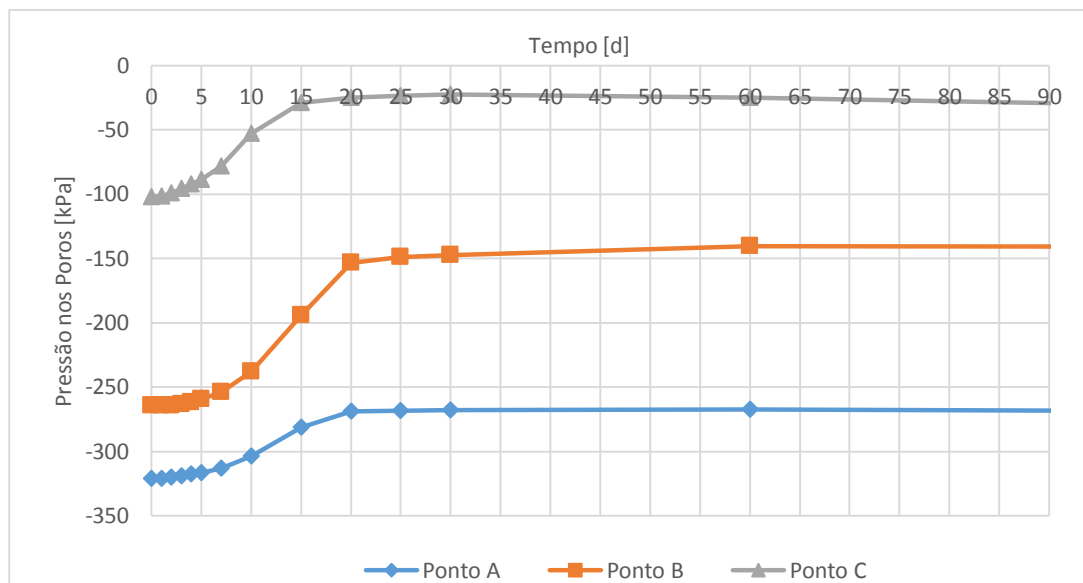


Fig. 7.17 - Evolução da pressão nos poros com o tempo para uma chuva moderada – época de estio

O método de rotura mais conservativo nesta análise continua a ser o de Janbu simplificado, cujos cálculos indicam que o valor mais baixo do fator de segurança se regista aos 20 dias, três dias após a finalização do evento pluviométrico. Importa salientar que, apesar da diminuição brusca do fator de segurança, principalmente nos últimos dias do evento, a estabilidade do talude nunca ficou comprometida ao longo da simulação.

A superfície de deslizamento correspondente ao FS_{min} forma-se na zona da base do talude, como é perceptível pela observação da Figura 7.18b). Note-se que, recorrendo a uma análise mais detalhada, é exatamente na base do talude, que se verificam as pressões negativas (sucções) menores. A queda das pressões negativas nos poros é evidente em todas as zonas da vertente, no entanto, é na base que, por já conter valores relativamente baixos de sucção no início da precipitação, esta diminuição provoca situações que podem comprometer a estabilidade. Do mesmo modo, analisando a Figura 7.19, verifica-se o aumento do teor de humidade do talude na zona imediatamente abaixo da superfície de deslizamento. Assim, pode afirmar-se que a perda de sucção na base do talude se deve ao aumento do teor de humidade no mesmo.

O incremento do tempo de precipitação comparativamente com a chuva pontual, possibilita um aumento da infiltração de água no solo. Como se esperaria, com o evoluir do evento pluviométrico, verifica-se um aumento da quantidade de água no solo e, consequentemente, uma diminuição do fator de segurança. Esta situação deve-se à redução de coesão do solo com o aumento do teor de água nele presente, e naturalmente a redução da resistência do mesmo.

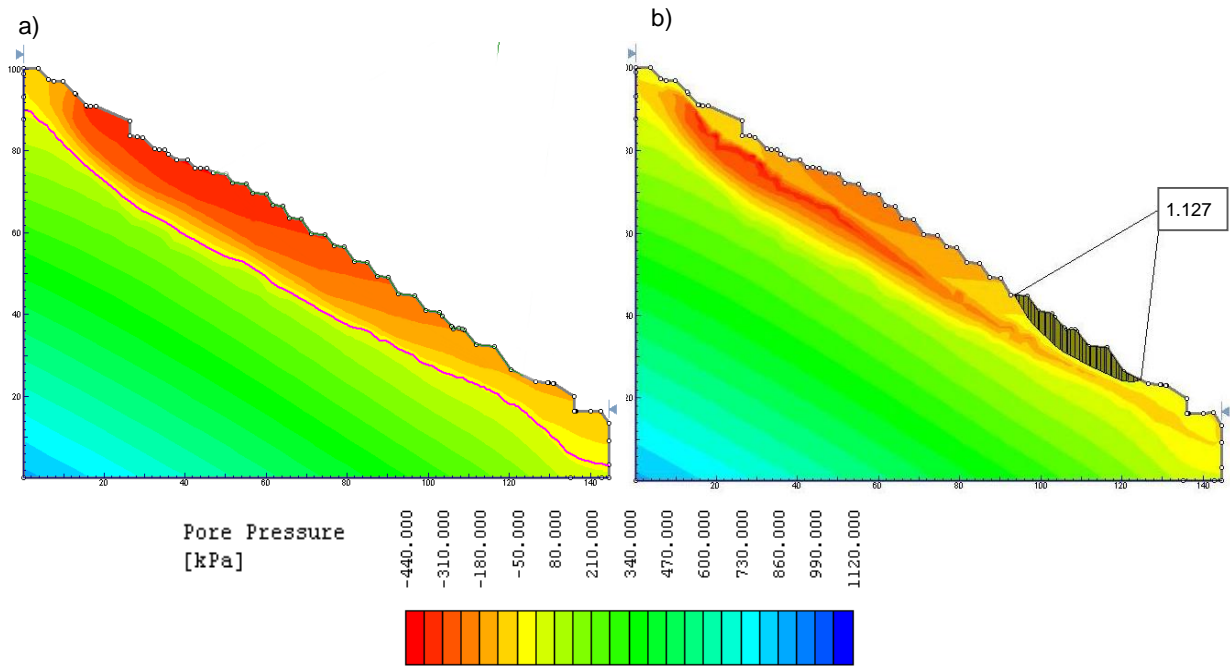


Fig. 7.18 - Distribuição da pressão nos poros ao longo da encosta para uma chuva moderada em período de estio
a) Antes do evento pluviométrico (sem infiltrações)
b) 20 dias após o início do evento pluviométrico

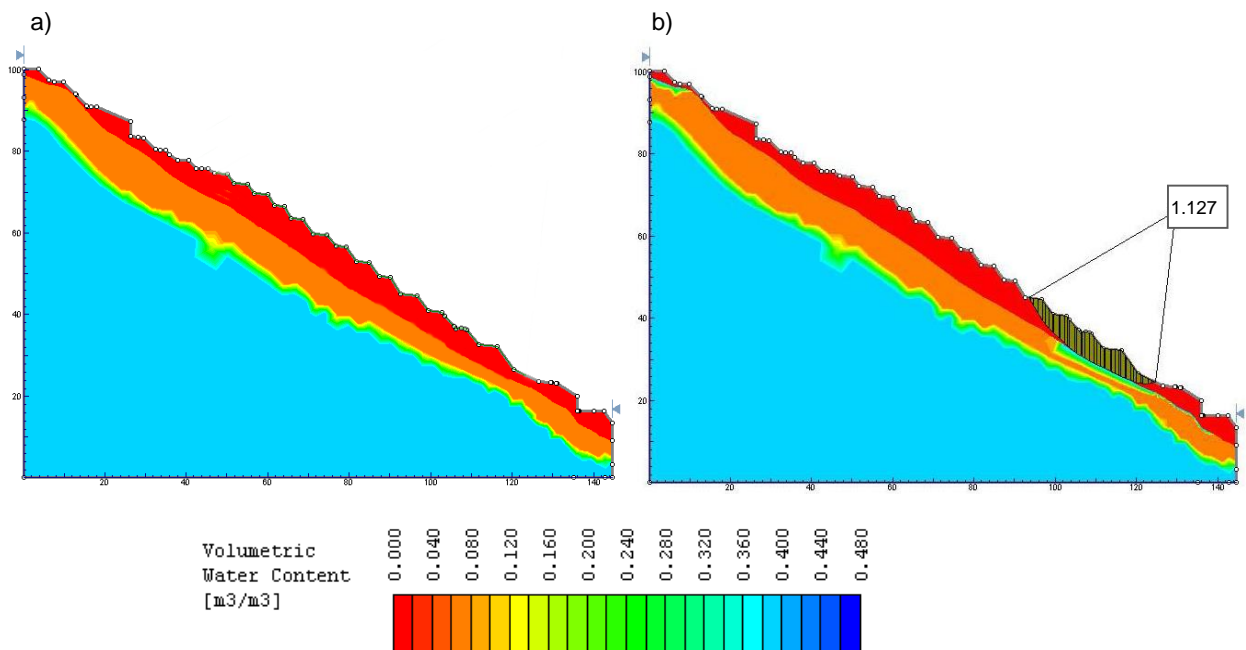


Fig. 7.19 - Distribuição do teor de humidade ao longo da encosta para uma chuva moderada em período de estio
a) Antes do evento pluviométrico (sem infiltrações)
b) 20 dias após o início do evento pluviométrico

7.4.2.2 Período Húmido

Uma análise idêntica à anterior, foi realizada para o período húmido, caracterizado por um nível freático mais elevado e no qual, pelo historial de movimento de vertente da região, o efeito das chuvas antecedentes é mais evidente. Assim, a evolução do fator de segurança com o tempo, relativamente aos diferentes métodos de rotura selecionados, encontra-se representada na Figura 7.20, enquanto que a evolução da pressão nos poros do diferentes pontos ao longo do tempo, está esboçada na Figura 7.21.

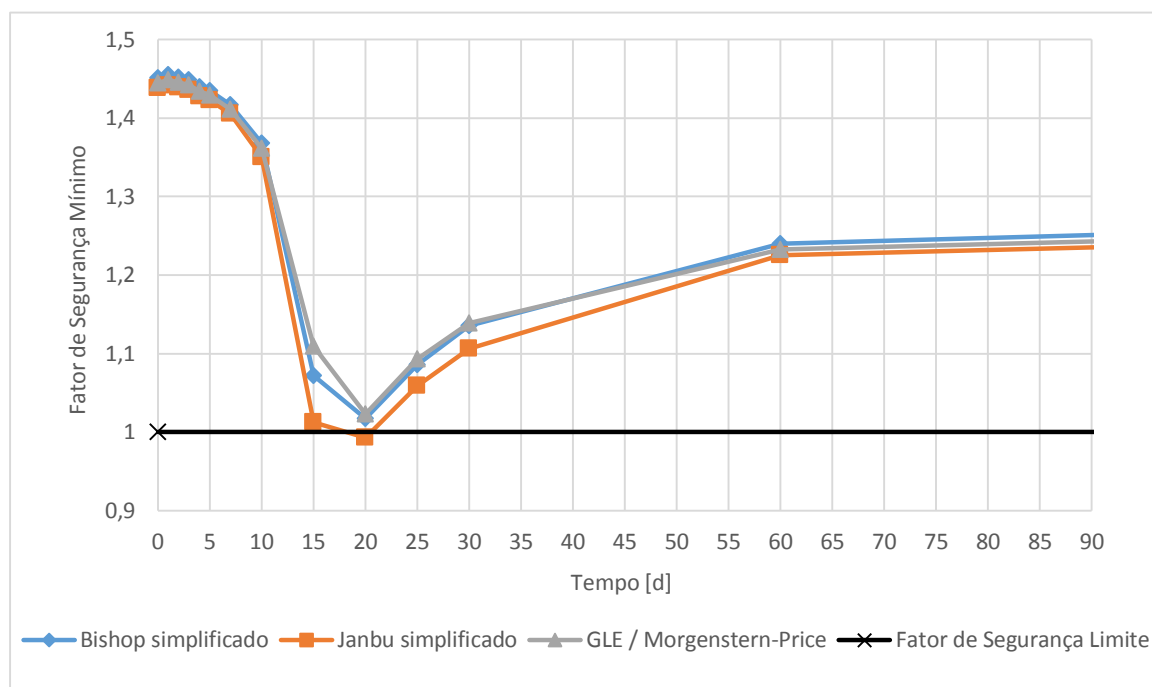


Fig. 7.20 - Evolução do FS_{min} ao longo do tempo para uma chuva moderada – período húmido

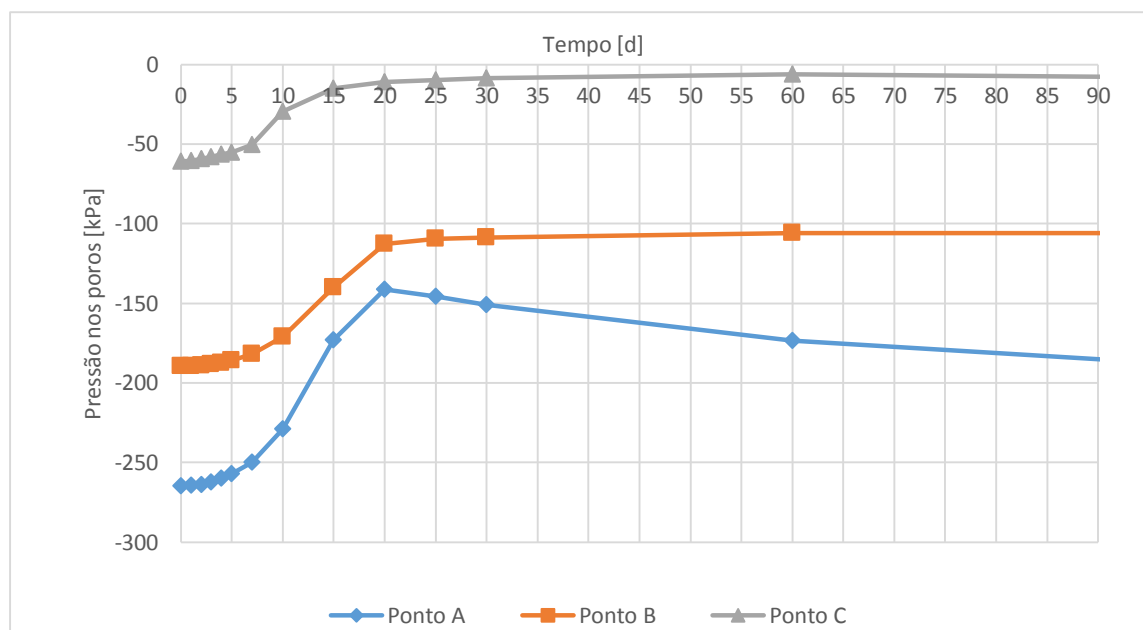


Fig. 7.21 - Evolução da pressão nos poros com o tempo para uma chuva moderada – período húmido

De acordo com as figuras anteriores, em período húmido, as chuvas antecedentes são um fator de preocupação para a estabilidade do talude em questão. De facto, segundo o método de rotura de Janbu Simplificado, que novamente se mostrou o mais conservativo, o talude apresenta uma superfície de potencial deslizamento 20 dias após o início da precipitação. Já no período estival, o vigésimo dia tratava-se do dia para o qual se verificava a situação mais gravosa de FS_{min} , no entanto sem risco de ocorrência de estabilidade.

O facto do nível freático ser mais superficial durante o período húmido, conduz a um fator de segurança mais baixo para um mesmo intervalo de tempo em ambas as análises, como seria de esperar. O nível freático mais superficial implica sucções mais reduzidas ao longo de todo o talude logo antes do evento pluviométrico, como se pode verificar fazendo uma comparação entre a Figura 7.17 e a Figura 7.21. Assim quando se dá o avanço da frente de humedecimento, a dissipação das sucções que lhe é consequente, bem como a diminuição da resistência ao corte, acontecem mais rapidamente quando comparados com um nível freático mais profundo. Pode concluir-se então que a diminuição das sucções no perfil, está na base da situação de instabilidade verificada na parte inferior do talude. A diminuição da pressão negativa nos poros relaciona-se ainda com o aumento do teor de humidade na totalidade da parte inferior da superfície de deslizamento, como se observa na Figura 7.22 e na Figura 7.23. O aumento do teor de humidade nesta área deve-se à, já mencionada, diferença de permeabilidade entre os dois estratos superficiais. Esta disparidade conduz à acumulação da água na fronteira dos dois substratos, provocando, para além da diminuição da sucção, o aparecimento de forças de arrastamento que comprometem a estabilidade do talude.

Importa referir que não é necessário que as sucções se anulem para que ocorram situações de escorregamento num talude. O modelo de Green e Ampt (ponto 4.3.2.2) afirma a existência de uma frente de humedecimento, supondo ainda a existência de uma pressão negativa constante, ainda que pequena mesmo acima dessa frente. Assim, quando o talude é exposto a uma precipitação de longa duração, o avanço da frente de humedecimento dá-se no sentido descendente que, à medida que avança, provoca um decréscimo nas sucções do solo. A rotura do talude significa, então, que a frente de humedecimento penetrou até uma profundidade crítica, reduzindo significativamente a sucção na camada do talude podendo não conduzir à sua anulação. (Canedo, 2013)

Esta situação é confirmada pela observação da Figura 7.21, na qual a sucção correspondente ao FS_{min} mais gravoso não é nula (20 dias), no entanto, segundo o método de Janbu Simplificado, conduz a uma situação de instabilidade.

Os resultados obtidos relativamente à chuva antecedente em questão, intensificam a ideia de que estas chuvas assumem um papel preponderante na ocorrência de fenómenos de instabilidade. No que diz respeito ao fator de segurança, é evidente a lenta recuperação que o talude apresenta quando exposto a este tipo de chuva. A totalidade da recuperação para os valores do FS iniciais pode demorar inclusivamente meses. Torna-se evidente a ideia de perda de resistência do solo ao longo do tempo, que quando exposto a novos eventos pluviométricos ao longo do tempo em que o talude se encontra em recuperação, partindo de valores de fator de segurança menores, aumenta a vulnerabilidade do talude a movimentos de vertente.

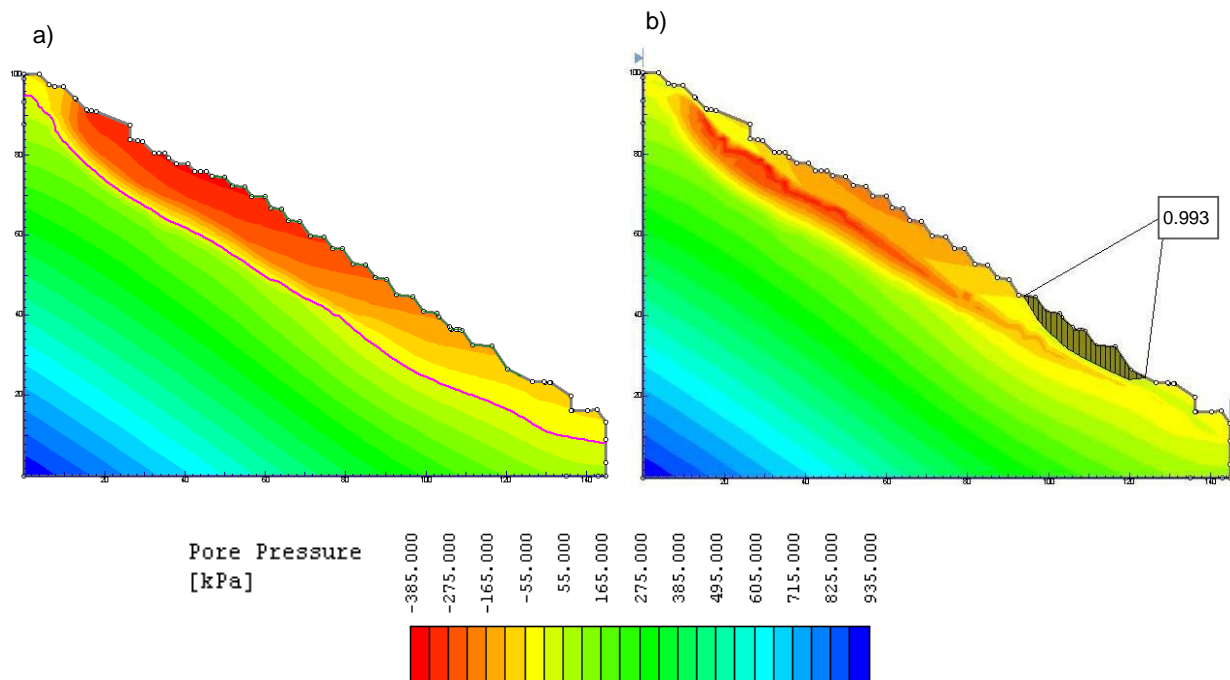


Fig. 7.22 - Distribuição da pressão nos poros ao longo da encosta para uma chuva moderada em período húmido
a) Antes do evento pluviométrico (sem infiltrações)
b) 20 dias após o início do evento pluviométrico

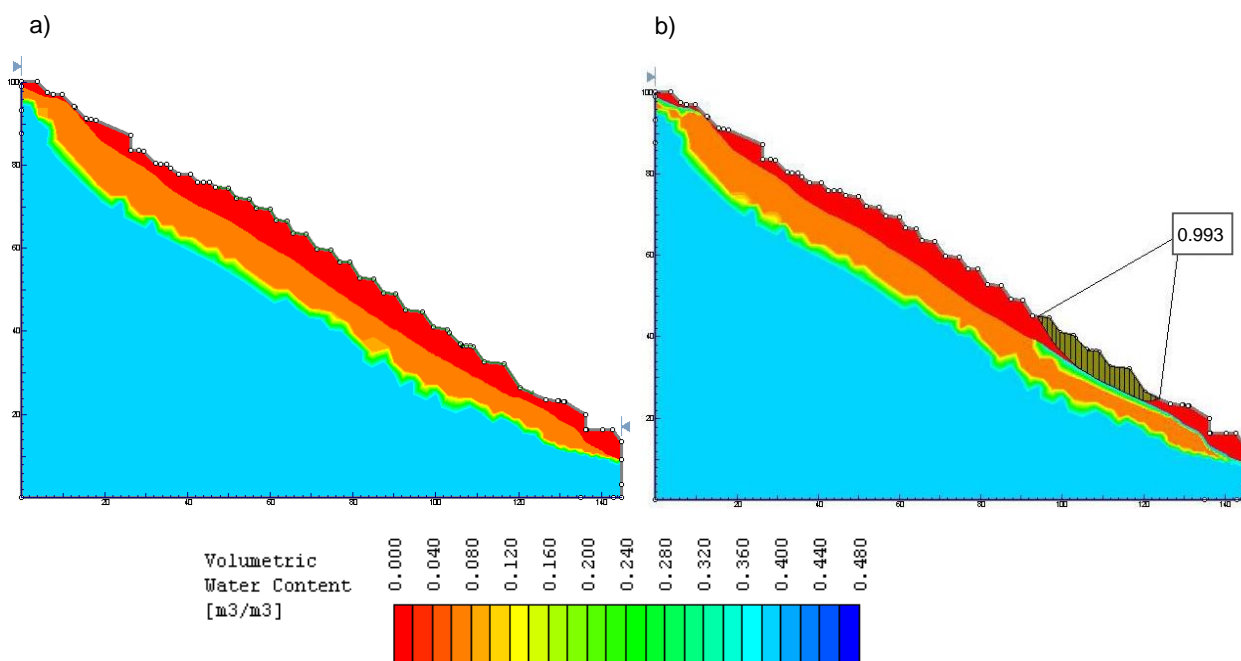


Fig. 7.23 - Distribuição do teor de humidade ao longo da encosta para uma chuva moderada em período húmido
a) Antes do evento pluviométrico (sem infiltrações)
b) 20 dias após o início do evento pluviométrico

7.4.3 PRECIPITAÇÃO MODERADA SEGUIDA DE PICO

O estudo da combinação de precipitações moderadas e chuvas pontuais baseou-se na investigação realizada por Pereira (2009), já mencionada no ponto 5.6.1.

Segundo o mesmo autor, os eventos pluviométricos capazes de causar instabilidade nas encostas de Vila Real, são os descritos por uma ação combinada de chuvas antecedentes de 10 dias com a precipitação de evento acumulada de 3 dias. A função que expressa estes dois eventos pluviométricos encontra-se representada graficamente na Figura 7.24.

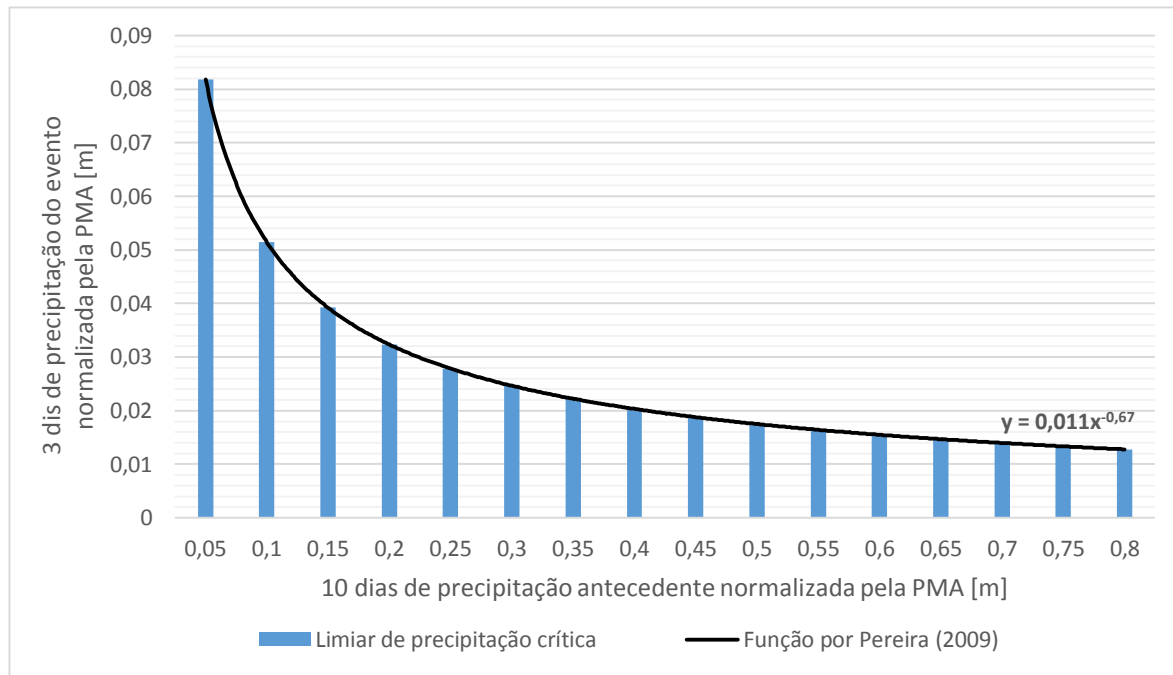


Fig. 7.24 - Limiares de precipitação crítica segundo a função apresentada por Pereira (2009)

Vila Real e Pinhão (localidade da Quinta do Noval), embora possam exibir ligeiras diferenças de clima, apresentam um solo de características muito semelhantes por estarem relativamente próximas. Assim, prevê-se que o limiar de precipitação crítica de Vila Real seja bastante próximo do que se verifica na região de Pinhão, e portanto foi o assumido como ponto de partida para esta análise.

Deste modo, foram seleccionados os 10 dias de precipitação moderada mais elevados de entre os dados disponibilizados pela Quinta do Noval. Em seguida, procedeu-se ao cálculo da precipitação de 3 dias de evento correspondente, com recurso à função analisada por Pereira (2009). Assim, a uma total de 222,8mm de chuva acumulada de 10 dias precipitação antecedente correspondem 30,10mm de 3 dias de precipitação de evento.

7.4.3.1 Período de Estio

Os resultados obtidos relativamente à variação do fator de segurança mínimo com o tempo, bem como a evolução da pressão nos poros ao longo do talude com o tempo, encontram-se ilustrados na Figura 7.25 e Figura 7.26, respetivamente.

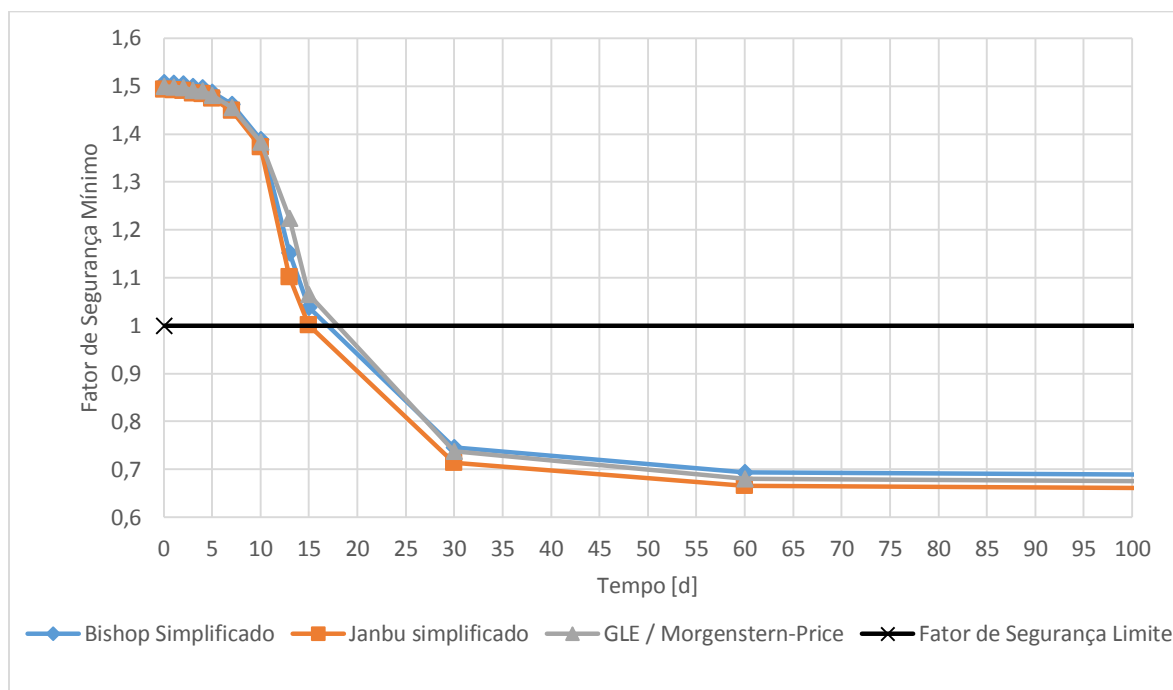


Fig. 7.25 - Evolução do FS_{min} ao longo do tempo para uma chuva moderada seguida de pico – período de estio

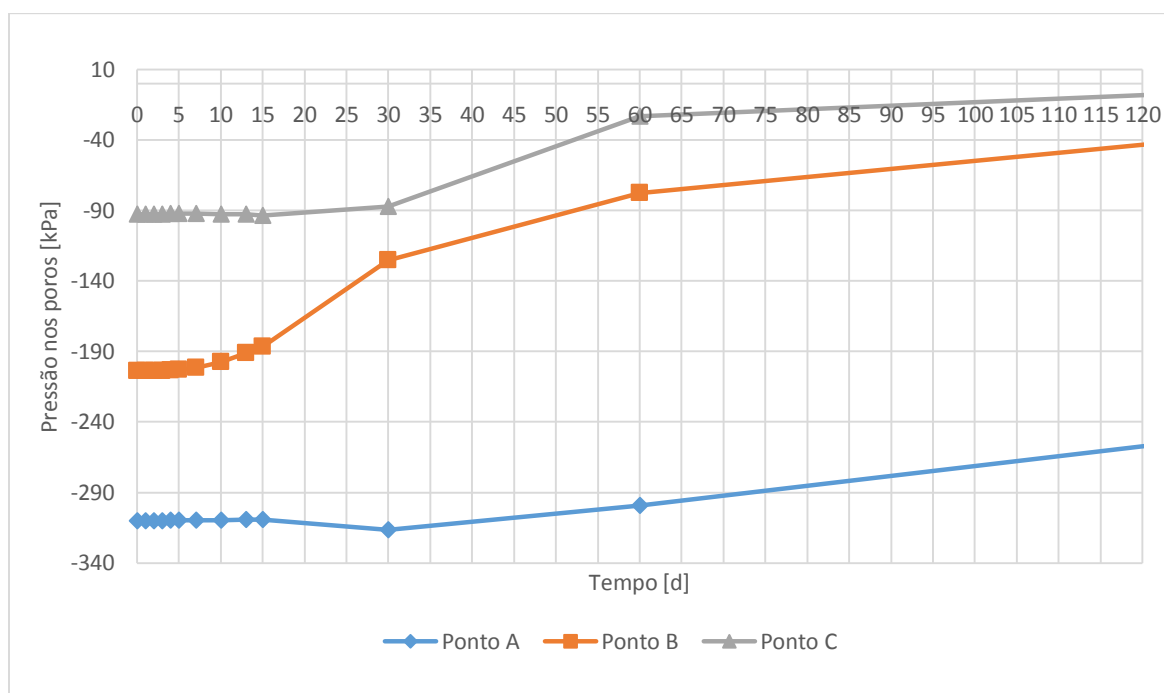


Fig. 7.26 - Evolução da pressão nos poros com o tempo para uma chuva moderada seguida de pico – período de estio

De facto, para um período de estio, a relação obtida por Pereira (2009) é confirmada pela análise numérica realizada. Ao longo dos primeiros 10 dias de chuva moderada, é evidente a diminuição do fator de segurança, no entanto, é ao longo dos restantes 3 dias do evento pluviométrico, correspondentes

à precipitação pontual, que a sua redução é mais acentuada. O fator de segurança mínimo mais gravoso acontece ao décimo quinto dia após o início do evento pluviométrico, dois dias após a sua cessação, para a generalidade dos métodos de rotura. A partir desse instante verifica-se a instabilidade do talude, registando-se o valor mais baixo um mês após o início da chuvada.

A superfície de deslizamento apresenta maiores dimensões que as relativas às análises anteriormente efetuadas, o que permite antever as consequências possivelmente catastróficas de um regime pluviométrico com estas características.

Numa análise mais detalhada às diferentes áreas do talude, é perceptível que, apesar do deslizamento acontecer ao longo da base (Ponto C) e da zona intermédia do talude (Ponto B), a primeira área a registar valores de coeficiente de segurança mais reduzidos é a respeitante à base do talude, Figura 7.27a). Este facto explica-se pela análise do perfil de pressões neutras nos diferentes pontos, presente na Figura 7.26. Desde o início, o mais baixo valor de sucção corresponde à zona inferior do talude, e portanto dado que uma chuva de longa duração conduz a uma infiltração gradual provocando o aumento do teor em água do solo, é de esperar que este seja o local no qual se despoletem as primeiras situações de instabilidade devido à diminuição da pressão negativa nos poros. De facto, se se prestar atenção à localização ao longo do talude, dos movimentos de massa registados na Quinta de Melres em 2010, é exatamente na base que estes se desencadearam.

No que diz respeito à resposta do solo à chuva pontual que se segue, é mais pronunciada na parcela intermédia do talude, como se conclui também pela análise da Figura 7.26. No fim da precipitação moderada, o solo já experimentou uma elevada infiltração que se agrava significativamente com o evento pluviométrico pontual, principalmente na parte intermédia do talude. Uma variação repentina da sucção nos poros é o suficiente para que um talude que já estaria próximo da instabilidade, iniciasse o processo de deslizamento da superfície.

Importa ainda analisar a informação presente na Figura 7.28, uma vez que é visível a quase saturação do solo imediatamente abaixo da superfície de rotura, que diz respeito à camada ZG3. A camada ZG3 é uma camada bastante impermeável que, por ação de uma chuva continuada, tende a reter a água até ficar saturada, e consequentemente reduz os valores da sucção, aumentando significativamente a probabilidade de colapso. Note-se que aos 13 dias o aumento do teor de água dessa camada aconteceu apenas na base da superfície de deslizamento, como se pode observar na Figura 7.27. Aos 30 dias, possivelmente o tempo correspondente à penetração mais profunda da frente de humedecimento, pode observar-se o aumento significativo desta área para a quase totalidade da extensão do talude.

Pode então concluir-se que os fenómenos que provocam a instabilidade deste talude estão intimamente relacionados com o aumento do teor de água na camada ZG3, dado que quando esta camada apresenta elevados valores deste parâmetro, dá-se uma redução da sucção na camada de aterro, ZG4. Considerando que esta camada influencia o comportamento do próprio aterro (ZG4) seria importante caracterizar em detalhe não só ZG4 com também ZG3 em trabalhos futuros.

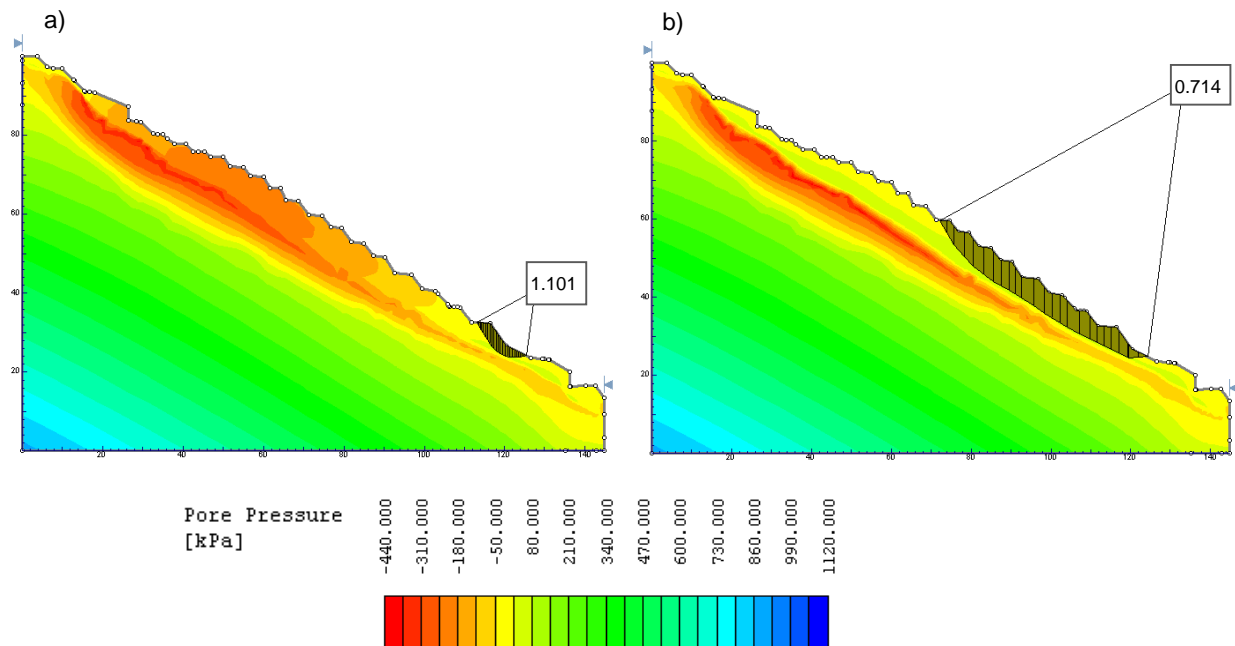


Fig. 7.27 - Distribuição da pressão nos poros ao longo da encosta para uma chuva moderada seguida de pico em período de estio

- a) 13 dias após o início do evento pluviométrico
b) 30 dias após o início do evento pluviométrico

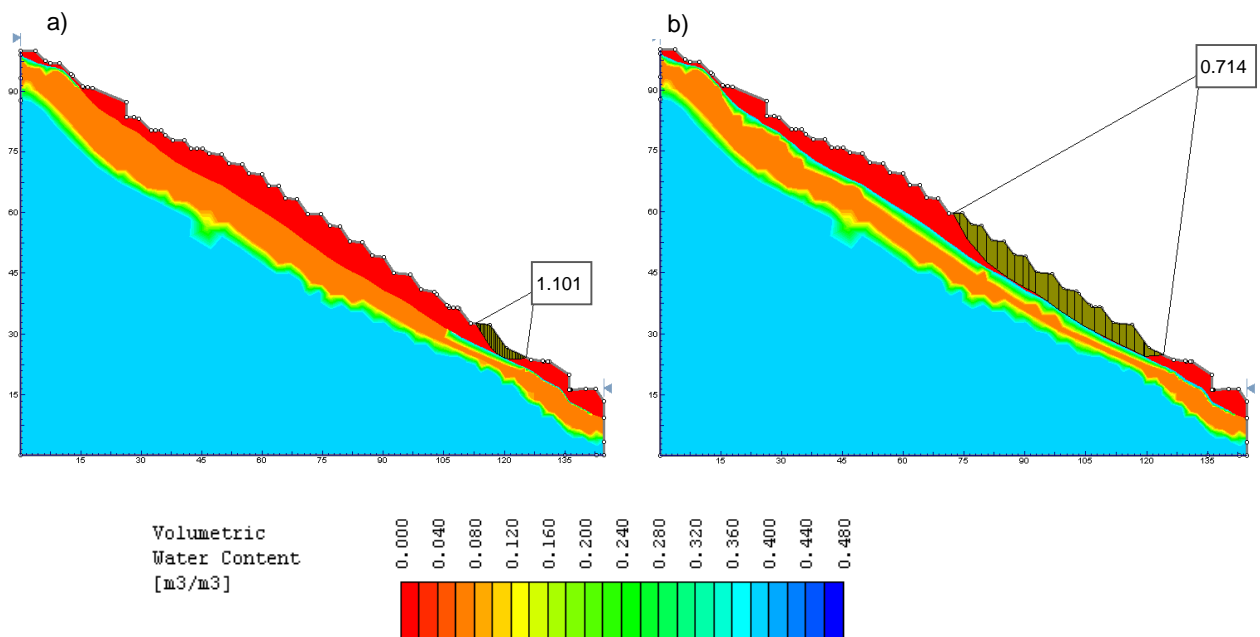


Fig. 7.28 - Distribuição do teor de humidade ao longo da encosta para uma chuva moderada seguida de pico em período de estio

- a) 13 dias após o início do evento pluviométrico
b) 30 dias após o início do evento pluviométrico

7.4.3.2 Período Húmido

Uma análise idêntica à anterior, foi realizada para um período húmido, caracterizado por um nível freático mais elevado. Os resultados obtidos relativamente à variação do fator de segurança mínimo com o tempo, e a evolução da pressão nos poros ao longo do talude com o tempo, estão esquematizados na Figura 7.29 e Figura 7.30, respetivamente. A evolução no tempo, do teor de humidade nos mesmos pontos encontra-se, por sua vez, na Figura 7.31.

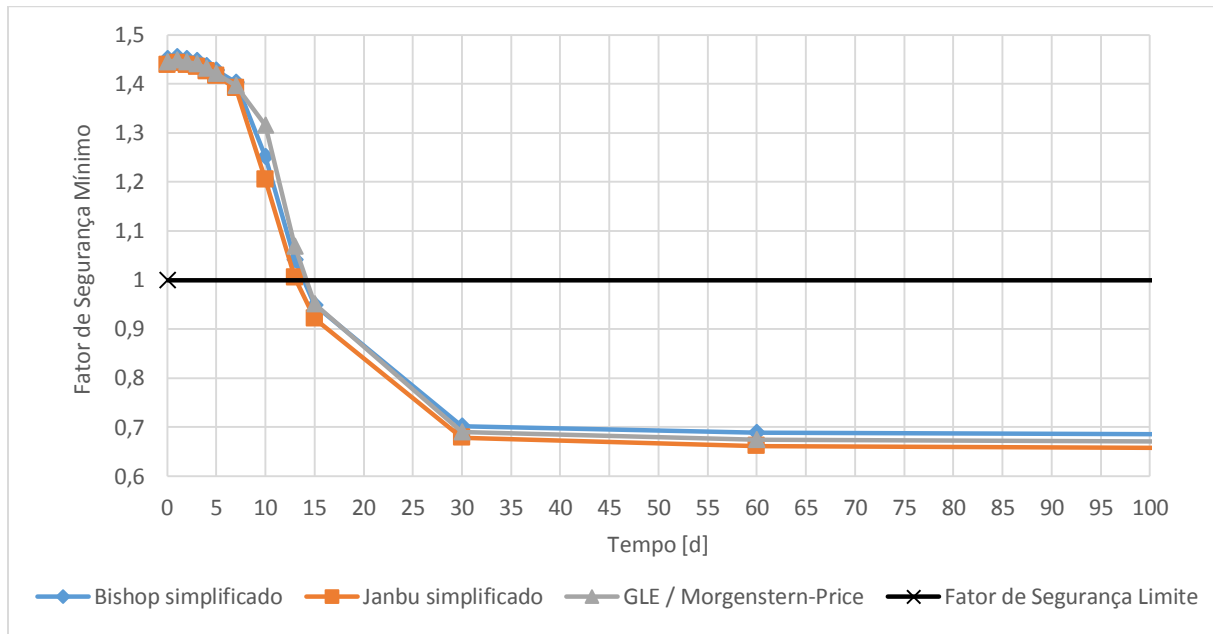


Fig. 7.29 - Evolução do FS_{min} ao longo do tempo para uma chuva moderada seguida de pico – período húmido

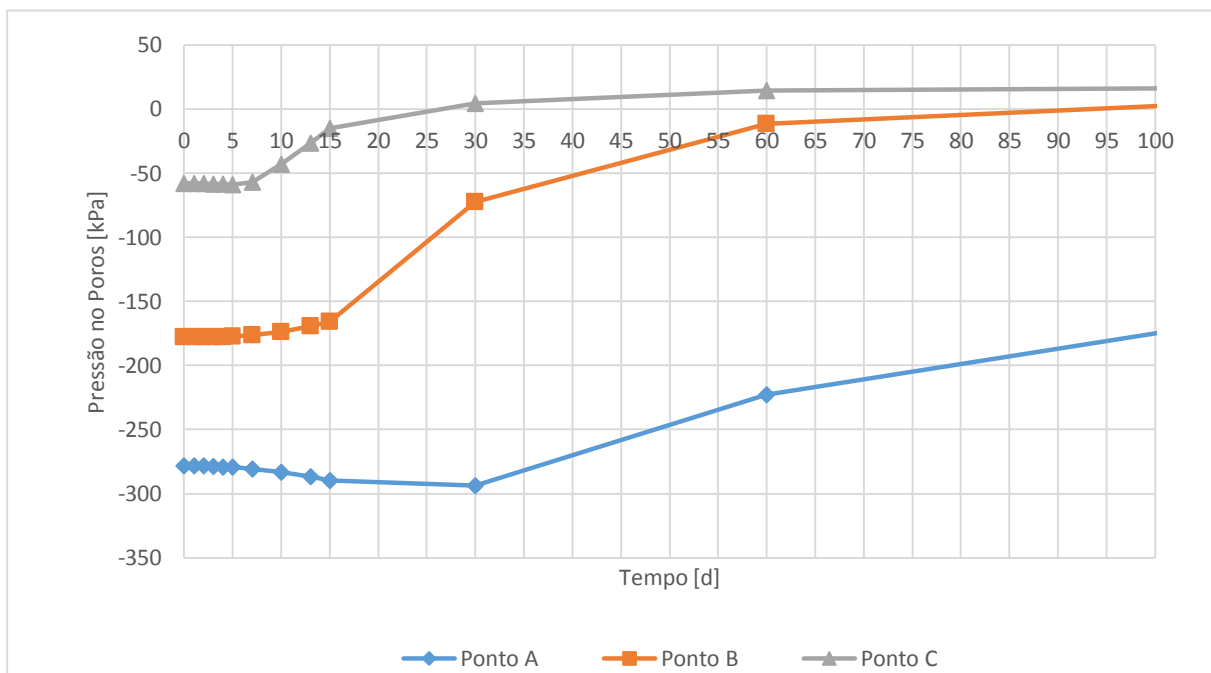


Fig. 7.30 - Evolução da pressão nos poros com o tempo para uma chuva moderada seguida de pico – período húmido

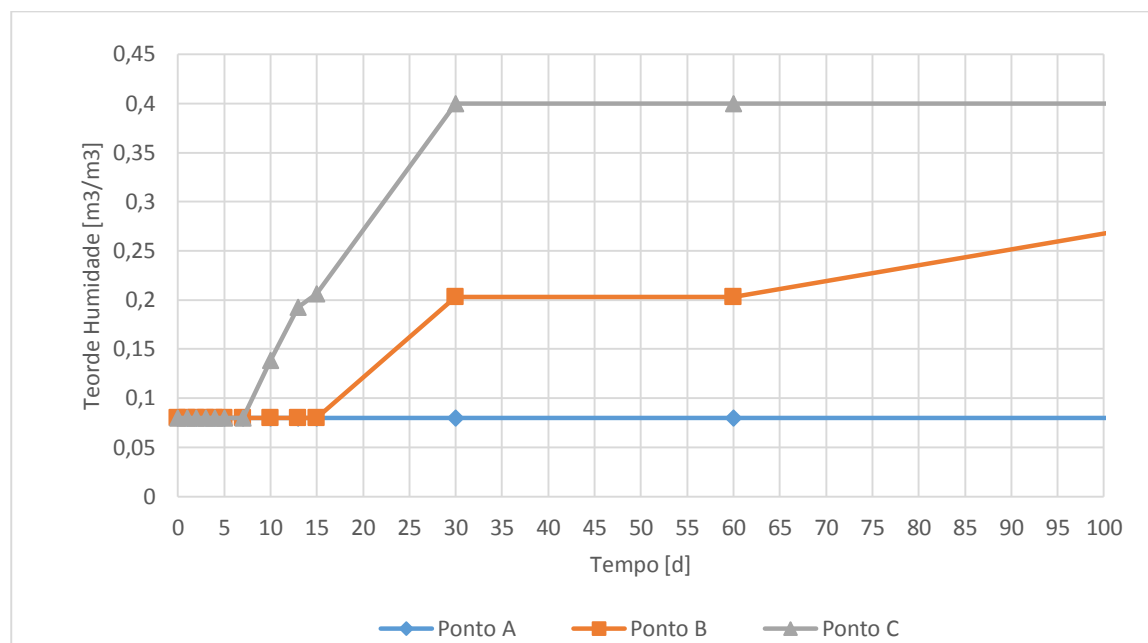


Fig. 7.31 – Evolução do teor de humidade com o tempo para uma chuva moderada seguida de pico – período húmido

Do mesmo modo, confirma-se a aplicação do estudo de Pereira (2009) à encosta em questão para um período húmido. Como seria expectável, a encosta apresenta instabilidade mais rapidamente comparativamente à situação simulada anteriormente. Note-se que, pela observação da variação do fator de segurança mínimo, embora o talude se tenha mantido com valores de estabilidade confortáveis nos primeiros dias da precipitação, a capacidade de suportar o aumento da infiltração dela advinda é menor que a registada em período seco. De facto, enquanto que no caso anterior a estabilidade é comprometida no dia 20, no caso presente esta situação acontece 6 dias antes, dia 14 após o início da atividade pluviométrica.

Ao contrário da superfície de deslizamento desenvolvida em período de estio, a respeitante ao período húmido cinge-se apenas à base do talude. Do mesmo modo que em situações anteriores, esta situação é potenciada pela quase saturação da ZG3, imediatamente abaixo da superfície de deslizamento, confirmada pela acentuada variação da linha relativa ao Ponto C na Figura 7.31. A razão pela qual esta acumulação de água acontece está relacionada com a baixa permeabilidade desse estrato tendo como consequência a diminuição das sucções nessa área do talude, à semelhança do que acontece na análise em período estival. O facto de a água se acumular naquela zona deve-se ainda à situação de estreitamento do canal de passagem de água no muro de suporte do lado inferior direito da encosta, já mencionado no ponto 7.4.1.2.

No que diz respeito ao perfil de evolução da pressão neutra, eram esperadas variações mais acentuadas da pressão negativa nos poros aquando da chuva pontual logo após a antecedente. Note-se, no entanto, que este é um dos casos da função de Pereira (2009) na qual a chuva antecedente apresenta alguma expressividade o que se traduz numa chuva pontual de menor intensidade. Assim, a diminuição da pressão negativa nos poros dá-se de forma mais gradual encaminhando-se para a sua total anulação ou inclusivamente para valores positivos de pressão nos poros que se traduzem numa acção duplamente instabilizadora, tanto pela perda de uma importante componente coesiva, como também pelo surgimento de uma instabilizadora.

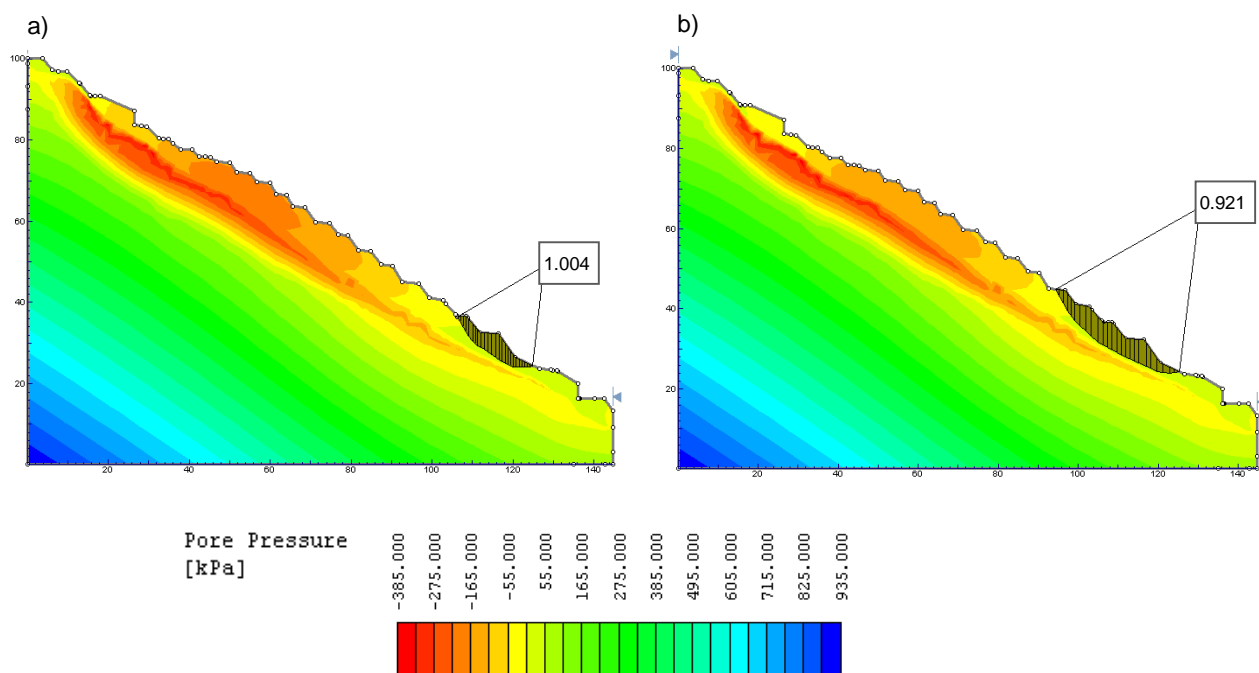


Fig. 7.32 - Distribuição da pressão nos poros ao longo da encosta para uma chuva moderada seguida de pico em período húmido

- a) 13 dias após o início do evento pluviométrico
b) 15 dias após o início do evento pluviométrico

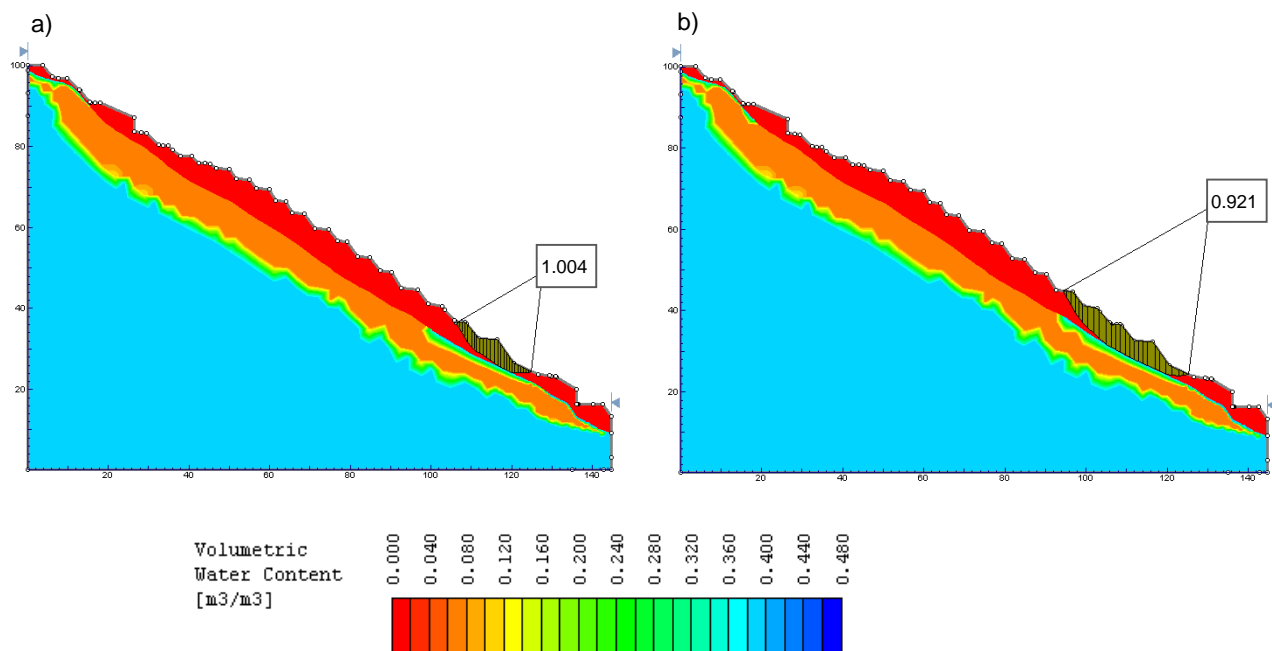


Fig. 7.33 - Distribuição do teor de humidade ao longo da encosta para uma chuva moderada seguida de pico em período húmido

- a) 13 dias após o início do evento pluviométrico
b) 15 dias após o início do evento pluviométrico

7.4.4 RETRO-ANÁLISE

Depois de analisados todos os casos anteriores, é evidente a necessidade de perceber a influência de cada propriedade mecânica do solo de forma individual, no processo que envolve a instabilidade do talude em questão. Assim, para o caso mais gravoso, isto é, precipitação moderada seguida de pico na estação húmida, é feita uma análise de sensibilidade de acordo com o exposto na Tabela 7.9.

A análise de sensibilidade realizada pelo programa indica qual o parâmetro de entrada crítico para o deslocamento da superfícies de deslizamento, permitindo saber o seu valor para o fator de segurança mínimo igual à unidade.

Tabela 7.9 - Parâmetros de entrada da análise de sensibilidade realizada para a ZG4

Propriedade	Distribuição	Valor admitido	Valor mínimo	Valor Máximo
Coesão, c' [kPa]	Normal	12	10	20
Ângulo de atrito, ϕ' [°]	Normal	29.8	28	35
Ângulo de taxa de crescimento da resistência ao corte com a sucção [°]	Normal	4.4	4	15

Relativamente à primeira propriedade considerada, a coesão, o intervalo considerado varia entre 10 e 20 kPa dado que a sua anulação ou aumento exagerada constituiria uma abordagem irrealista. A escolha do intervalo relativo ao segundo parâmetro seguiu a mesma linha de pensamento. Já no que diz respeito à escolha do intervalo de valores admitido para o ângulo de taxa de crescimento da resistência ao corte com a sucção, foi feita com base na simulação numérica realizada por Cazzola (2014). A análise realizada pelo autor, considerou o valor deste ângulo igual a 4.4° numa primeira análise, tendo em seguida procedido à sua alteração para 9.5° por considerar o primeiro valor pouco representativo.

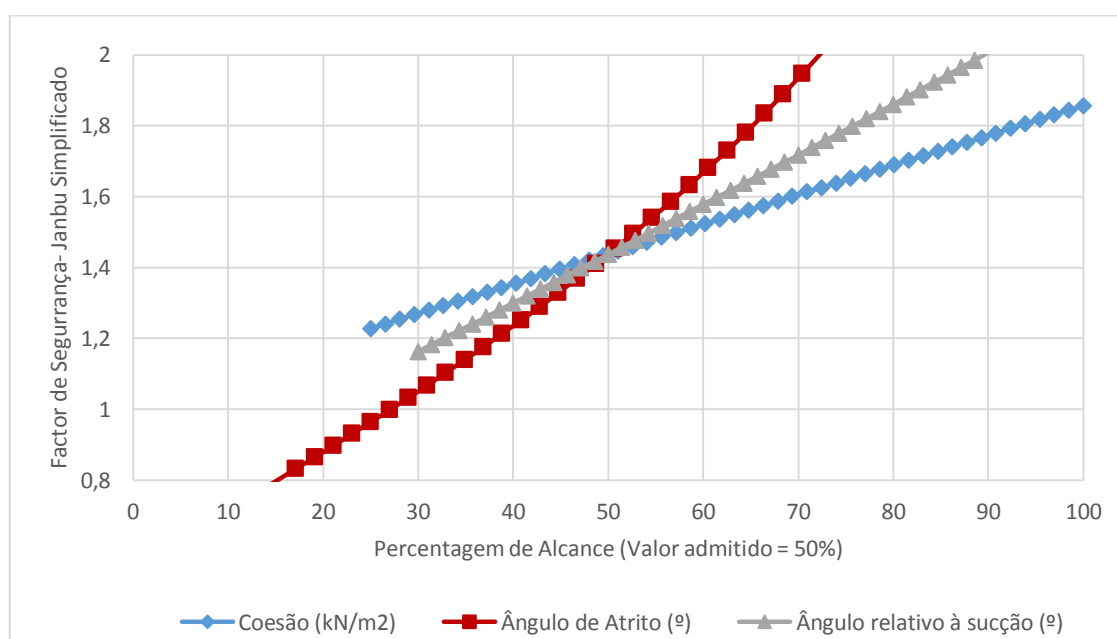


Fig. 7.34 - Sensibilidade apresentada aos parâmetros de entrada na fase inicial (dia 0) da simulação

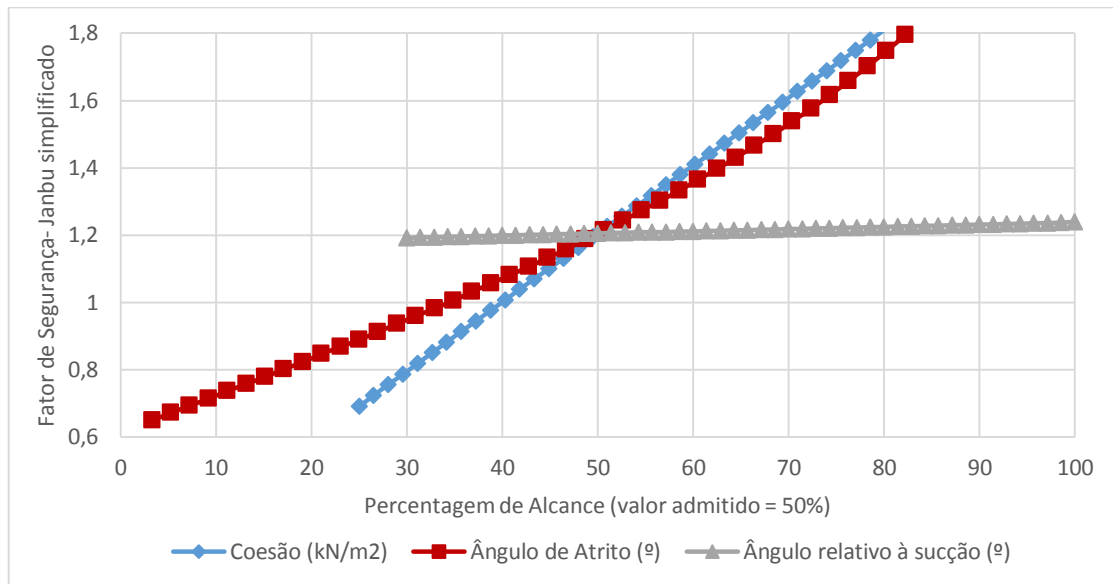


Fig. 7.35 - Sensibilidade apresentada aos parâmetros de entrada na fase estável (dia 10) da simulação

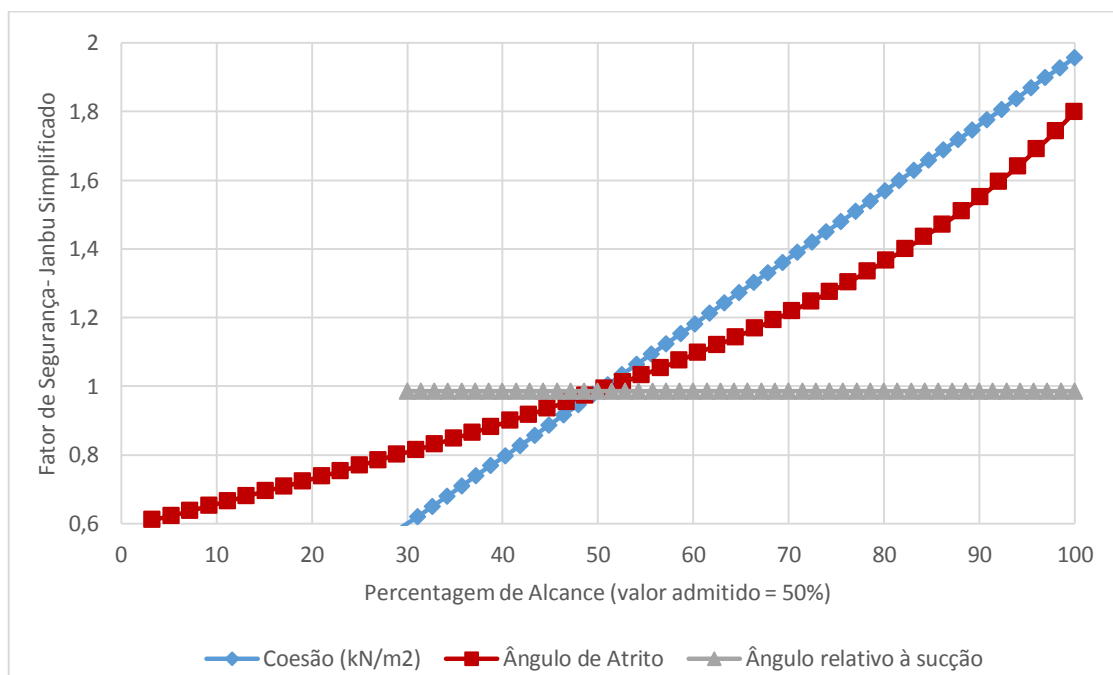


Fig. 7.36 – Sensibilidade apresentada aos parâmetros de entrada na fase instável (dia 13) da simulação

De acordo com o tutorial do programa utilizado [16], uma variação acentuada de um determinado parâmetro no gráfico, indica que o valor do coeficiente de segurança é sensível ao valor do respectivo parâmetro. Por outro lado, se a curva correspondente a um parâmetro for constante ou pouco inclinada indica que o valor do fator de segurança é pouco sensível a esse parâmetro.

Pela análise das figuras acima representadas, é evidente o importante papel da coesão em todas as fases do evento pluviométrico. O valor do fator de segurança na fase inicial é sensível a todos os parâmetros introduzidos, com particular influência do ângulo de atrito. Nas restantes fases é evidente a crescente influência do parâmetro coesão com a evolução do evento pluviométrico, confirmando a sensibilidade

do fator de segurança relativamente a este parâmetro. Relativamente ao ângulo de taxa de crescimento da resistência ao corte com a sucção, este apresenta relativa influência na fase inicial quando o evento pluviométrico ainda não teve início. No entanto, à medida que o regime pluviométrico avança, a sua representatividade diminui, pelo que na fase estável (10 dias) e na fase instável (13 dias) o FS não apresenta qualquer sensibilidade a este parâmetro. Deste modo, à semelhança do que se concluiu no ponto 7.4.3.2, é comprovada a redução da sucção com o avanço da chuvada potenciada pelo aumento da infiltração da água no solo.

7.4.5 CONCEITO HETEROGENEIDADE TRANSITÓRIA DO SOLO

O presente capítulo centrou-se em análises de chuvas padrão capazes de provocar situações de instabilidade na encosta e a sua relação com o teor de humidade e pressão negativa nos poros ao longo do tempo. Embora nem todos os regimes experimentados tenham conduzido à instabilização do talude, é unânime que a infiltração da água no talude é um elemento prejudicial à segurança do mesmo.

O aumento da infiltração no terreno, mais ou menos acentuado de acordo com o regime pluviométrico em vigor, conduz, inevitavelmente, a uma perda de resistência dos solos finos, por efeito da diminuição da sucção que lhe é consequente. Deste modo, é possível afirmar que o aumento do teor de humidade do solo influencia a coesão do mesmo. De acordo com os Limites de Atterberg, é possível classificar e prever o comportamento mecânico de solos finos de acordo com o teor em água presente no solo. Da mesma maneira, seria interessante esboçar a possível curva de relação entre esses mesmos limites e a resistência do solo (coesão).

Segundo a análise de sensibilidade aos parâmetros geomecânicos do aterro abordada no ponto anterior, verificou-se que a coesão (drenada ou não drenada) é o parâmetro que maior influência apresenta no valor de FS, essencialmente quando este fator apresenta valores mais reduzidos (próximos da unidade).

De acordo com ensaios de corte direto realizados pelo GEG (2010) no âmbito do projeto de estabilização dos taludes pertencentes à Quinta de Melres, este parâmetro é também o mais afetado pelo aumento do teor em água (Figura 7.34). Por essa razão e com base no que tem vindo a ser verificado ao longo deste capítulo, é possível prever o aspeto genérico de uma curva de relação entre o teor de humidade e a resistência ou coesão (Figura 7.35). Importa salientar que esta relação se trata de um assunto inovador, sugerido e estudado pelos orientadores do presente trabalho.

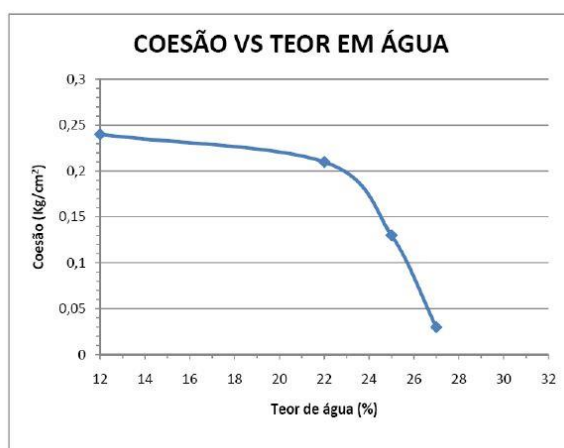


Fig. 7.37 - Relação entre a coesão e o teor de água - ensaio de corte direto (GEG, 2010)

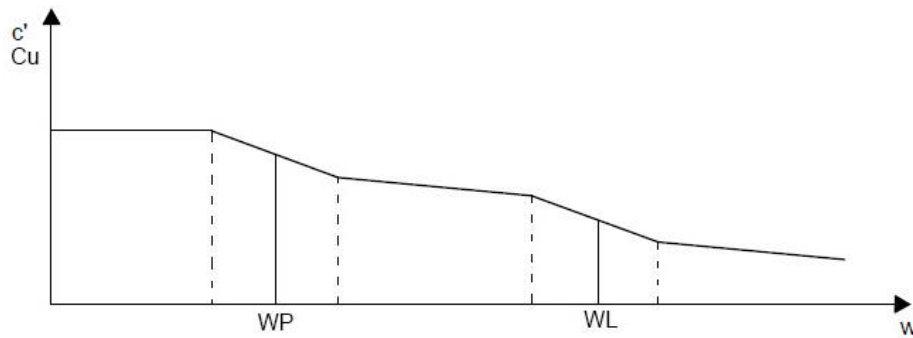


Fig. 7.38 - Esboço da curva de relação entre a coesão (drenada e não drenada) e os Limites de Atterberg

Importa notar, que o estudo do teor em água não depende apenas do tipo de argila presente mas sobretudo da história geológica do maciço terroso, logo do estado de tensão a que ele esteve submetido. Em regra, os solos argilosos mais recentes, isto é, os mais superficiais, apresentam teores de água mais elevados, com tendência de redução aquando do carregamento de novas camadas, ou seja, com a profundidade e idade do depósito. (GEG, 2003).

A forma da curva “ Cu , c' e w ”, cujo esboço se apresenta na Figura 7.38, tem vindo a ser alvo de estudo dos orientadores do presente trabalho e concluído em projetos realizados pelo GEG, nomeadamente o projeto relativo à “*Estabilização de um via em aterro instável na Linha do Norte*, em 2003. (Campos e Matos e Costa (2008-2015)

De facto, observa-se que quanto mais baixo for o teor de água maior será a coesão que a amostra apresenta. Já a partir de um certo valor de teor de água (limite de plasticidade – w_p), a argila tende a apresentar um comportamento moldável, isto é, conserva a forma que lhe é conferida por qualquer processo. A existência deste comportamento é, inclusivamente, evidenciada pela dificuldade na execução da sondagem e pelo aspeto que as amostras adquiriram durante a campanha de prospeção realizada pelo GEG ao longo do projeto supracitado.



Fig. 7.39- Comportamento moldável dos materiais recolhidos para ensaios laboratoriais (GEG, 2003)

Relativamente à variação da coesão com o aumento do teor de água quando o solo apresenta o comportamento moldável (teores de água entre o limite de plasticidade w_p e o limite de liquidez w_L) estima-se que seja a já mencionada no ponto 4.5. Ao longo deste ponto, pelo estudo de diversas investigações levadas a cabo por autores como Wroth e Wood (1978) e Federico (1983), entre outros, é possível afirmar que a resistência não drenada do limite de plasticidade é, aproximadamente, cem vezes superior ao limite de liquidez. Segundo autores como Koumoto and Houlsby (2001) e Liu e Peng (2008), também mencionados no ponto supracitado, a relação do teor de água e a resistência não drenada entre

estes dois limites é descrita pela equação 4.4, apresentando linearidade quando representada numa escala logarítmica. Importa salientar que a validade desta relação se encontra restringida a uma diversidade de solos cujos limites de liquidez se encontram entre 33.8% e 82%. (Sharma and Bora, 2003)

Já a partir do limite liquidez, é compreensível que, com o aumento do teor em água que confere um comportamento líquido ao solo, a resistência não drenada ou coesão efetiva tendam a reduzir-se até à sua anulação.

8

CONSIDERAÇÕES FINAIS**8.1 CONCLUSÕES**

Ao longo do presente trabalho é evidente o importante papel que a sucção ou pressão negativa dos poros desempenha na resistência mecânica de alguns solos não saturados. De facto, uma diminuição da componente de sucção matricial para níveis baixos ou nulos, resultantes do aumento do teor em água do solo, representa uma redução ao nível do fator de segurança da encosta. As consequências da infiltração da água no solo serão tanto mais graves quanto menos profundo estiver o nível freático que, naturalmente, se encontra mais elevado em períodos mais húmidos (tipicamente Invernos) e com maior profundidade em períodos estivais (Verões). Uma posição mais superficial do manto freático resulta de menores sucções instaladas no solo, pelo que, com o aumento da infiltração da água e a redução das sucções que lhe está associada, provoca o aparecimento mais rápido de valores de sucção que comprometem a estabilidade.

De acordo com os regimes pluviométricos impostos ao modelo, o que constitui uma maior ameaça à instabilidade da encosta é o que preconiza a ação combinada de chuvas moderadas ou antecedentes com chuvas de pontuais (mais intensas), dado que para ambos os períodos simulados (húmido e seco) a encosta apresenta coeficientes de segurança iguais ou menores à unidade. Assim, embora as simulações se tenham centrado apenas num único caso da função estimada por Pereira (2009), parece haver correspondência entre a encosta da Quinta do Noval e o estudo realizado por este autor, que concluiu que os eventos pluviométricos capazes de provocar situações de instabilidade nas encostas de Vila Real seriam os que combinam chuvas antecedentes de 10 dias com a precipitação acumulado de 3 dias, segundo uma função por ele estimada e mencionada ao longo do presente trabalho.

Por sua vez, as chuvas pontuais não representam, à partida, situações que condicionem a estabilidade do talude, dado que para o pior evento pluviométrico registado na estação pluviométrica da Quinta do Noval não mostrou qualquer indício de instabilidade. Já no que diz respeito às chuvas moderadas, quando associadas a alturas do ano mais húmidas, como o caso do Inverno, podem ser consideradas uma ameaça ao bom funcionamento hidráulico da encosta, conduzindo assim a situações de risco de rotura.

Relativamente ao local de formação das superfícies de deslizamento, as simulações apresentam unanimidade. De facto, esta superfície tem início na base do talude evoluindo para superfícies de rotura de maiores dimensões à medida que a frente de humedecimento avança. Este resultado não é, contudo, surpreendente dada a acumulação de água que se verifica nesta zona. O estreitamento do material de aterro causado pela instalação de um muro vertical de suporte, aliado à existência de uma segunda camada de baixa permeabilidade, resulta numa acumulação de água e aumento das forças de percolação da mesma nessa zona do talude. De salientar, que é muito provável que situações semelhantes a esta sejam recorrentes nas demais encostas da RDD, pelo que é possível que estejam na origem da maioria das situações de instabilidade de muros de suporte de xisto. Para além desta situação, no estudo dos diferentes mecanismos de rotura verificados parece existir uma elevada correspondência entre as superfícies de deslizamento e o aumento significativo do teor de água na zona mais superficial da camada ZG3. O facto de esta camada apresentar baixa permeabilidade, limita a infiltração da água na sua superfície, pelo que ela se acumula nessa zona para um curto espaço de tempo. Assim, com o aumento do teor de água, dá-se uma significativa diminuição da sucção na camada de aterro imediatamente acima (ZG4), podendo provocar o seu colapso.

Importa notar que, na generalidade das simulações, o método de Janbu Simplificado foi o que se mostrou mais conservativo por apresentar menores coeficientes de segurança. O facto de este método ser indicado para o cálculo do coeficiente de segurança em superfícies de deslizamento não circulares explica a sua maior precisão na determinação do FS, já que é expectável que se desenvolvam superfícies deste tipo pelo facto do modelo simulado se tratar de um talude heterogéneo constituído por camadas mais resistentes de maior proximidade relativamente à superfície. Em relação aos restantes métodos, nomeadamente Bishop Simplificado e Morgenstern-Price, foi verificada uma convergência de resultados na maioria das simulações realizadas. De facto, não se esperaria que um método não rigoroso como o de Bishop Simplificado apresentasse semelhança de resultados quando comparado ao método rigoroso de Morgenstern-Price. O facto do método de Bishop Simplificado ser mais indicado para uma aplicação em superfícies circulares não faria prever que apresentasse os mesmos resultados que o método de Morgenstern-Price cuja aplicação se ajustaria a qualquer superfície de deslizamento com igual e elevado rigor.

No que diz respeito às análises de sensibilidade efetuadas, torna-se evidente o importante papel do ângulo de atrito em todas as fases do evento pluviométrico. No entanto, a situação a salientar centra-se na evolução da influência dos parâmetros relativos à coesão do solo e coesão aparente resultante da sucção nos poros. Assim, enquanto que o parâmetro de coesão ganha relevância ao longo do evento pluviométrico, o parâmetro coesivo relativo à sucção diminui a sua influência, acabando mesmo por não constituir um fator ao qual o FS apresenta sensibilidade. A evolução verificada é a já esperada, uma vez que, como mencionado anteriormente, à medida que o evento pluviométrico evolui a componente succional do solo tende a diminuir ou até mesmo anular-se pela ação da infiltração da água no solo e consequente aumento do teor de humidade.

Deste modo, torna-se evidente a perda de resistência que o solo apresenta de forma transitória de acordo com o evento pluviométrico vigente e regimes de precipitação antecedentes. O conceito de heterogeneidade transitória do solo, abordado ao longo do trabalho, não é mais do que a perceção da heterogeneidade comportamental de solos finos quando em presença de diferentes teores de água no tempo e no espaço por ação do efeito transitório da chuva. A heterogeneidade comportamental para diferentes teores de água é facilmente perceptível quando, por exemplo, para uma mesma precipitação, um determinado talude constituído por uma fração de solos finos, apresenta diferentes variações do coeficiente de segurança para situações em que o nível freático se encontra em diferentes posições (diferentes teores de água no início do evento pluviométrico).

Por fim, a heterogeneidade transitória do solo por efeito da variação do teor de humidade pode ser expressa num gráfico “ c_u vs w ” no qual a cada limite de Atterberg se faz corresponder uma resistência não drenada que, naturalmente, apresenta menores valores à medida que w aumenta. Importa ainda notar que segundo diversos estudos como Russel and Mickel (1970), Wroth and Wood (1978), Koumoto and Houlsby (2001) e Liu e Peng (2008) entre outros mencionados ao longo do ponto 4.5, espera-se que entre o limite de plasticidade e o limite de liquidez, a resistência não drenada apresente uma diminuição de 100 vezes no seu valor. Por outras palavras, pode afirmar-se que o índice de plasticidade de um determinado solo fino define a gama de teor de água que produz uma variação de 100 vezes na resistência não drenada.

8.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No que diz respeito a desenvolvimentos futuros é importante, numa primeira fase, elaborar ensaios *in situ* para determinação mais precisa do coeficiente de permeabilidade presente no solo de aterro. Os ensaios laboratoriais realizados por Cazzola (2014) incidiram apenas sobre a fração argilosa do terreno, desprezando a componente mais grosseira que nesta situação é bastante significativa, sendo provável que induza a grandes diferenças ao nível deste coeficiente. A grandeza do k determina a maior ou menor facilidade de infiltração e percolação da água no solo, pelo que é fundamental a sua correta estimativa na perceção dos fenómenos que conduzem a situações de instabilidade.

De igual modo, seria interessante caracterizar de forma mais detalhada o solo constituinte da camada ZG3, já que as superfícies de deslizamento verificadas ao longo das diferentes simulações parecem ter

uma correspondência significativa com o aumento do teor de água na zona superficial desta camada a níveis próximos da saturação.

Ao longo do presente trabalho foi também mencionada a importância do estudo da influência da vegetação no acréscimo do fator de segurança, especialmente relevante para um caso como o da RDD por esta se tratar de uma região de forte cultura vinícola, e portanto, na qual as videiras assumem especial papel nomeadamente no controlo da erosão.

No que diz respeito à generalidade da RDD, seria interessante, através do estudo de todos os movimentos de massa que se registaram até à atualidade, proceder a uma retro-análise detalhada das inúmeras situações que possam conduzir a esse tipo de instabilidades. Do mesmo modo, a aposta em monitorização e acompanhamento das diversas encostas, à semelhança do que acontece na Quinta do Noval, constitui uma mais valia na compreensão dos fenómenos que despoletam este tipo de movimentos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida, G. (2005). *Caracterização Física dos Solos*. Departamento de Transportes, Faculdade de Engenharia da Universidade Federal de Juiz de Fora.
- Aquino, J. (2004). *Capítulo 6 – Infiltração*. Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará.
- Abramson, L., Lee, T., Sharma, S., Boyce, G. (1996). *Slope Stability and Stabilization Methods*. John Wiley & Sons, Inc., United States of America.
- Bateira, C., Abreu, J. (2003). *Os problemas da cartografia dos riscos naturais, Contributos para a definição da susceptibilidade geomorfológica a partir da observação de vários movimentos de vertente ocorridos no Norte e Portugal*. Revista Território No. 10, Chã do Freixo.
- Bateira, C., Martins, L., Santos, M., Pereira, S. (2011). *Cartografia da Susceptibilidade a Movimentos de Vertente na Região Demarcada do Douro*. Universidade Lusófona do Porto.
- Belvisco, R., Clampoli, S., Cotecchia, V., and Federico, A. (1985). *Use of Cone Penetrometer to determine Consistency Limits*. Ground Engineering, 18(5), 21-22.
- Brito de Jesus, B. (2010). *Efeito da Variação do Nível Freático na Estabilidade de Encostas*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Caldeira, L. (2014). *Definições e Conceitos associados ao Risco – Campos de Aplicação em Geotecnia*. Ciclo de Seminários, Universidade Nova de Lisboa.
- Calle, J. (2000). *Análise de Ruptura de Talude em Solo não Saturado*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.
- Campos e Matos, A., Pinto, P., Cunha, S. (2008). *Residual Risk in Geotechnics*. Conferencia Sabratha Engineering College, GEG-FEUP, Libia.
- Campos e Matos, A., Costa, C. (2008-2015). Estudos, Orientações de tese e aplicações em projetos no Tema “*Transient Soil Heterogeneity*”.
- Carvalho, D., Silva L. (2006). *Capítulo 5. Infiltração*. Hidrologia, Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro.
- Casagrande, A. (1932). *Research on the Atterberg limits of soils*. Public Roads
- Cazzola, S. (2014). *Geotechnical Characterization and Slope Stability of Douro Wineries Terracing*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Costa, E. (2005). *Avaliação de Ameaças e Risco Geotécnico aplicados à Estabilidade de Taludes*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Costa, A. S. (2014). *Estabilidade de Taludes no Vale do Douro sob Ação de Diferentes Períodos de Chuva*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Dolinar, B. (2009). *Predicting the normalized, undrained shear strength of saturated fine-grained soils using plasticity-value correlations*. Applied Clay Science, 47(2010), pp. 428-432.
- Fernandes, L. (2014). *A influência da infiltração das chuvas na estabilidade de um talude natural*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Federico, A. (1983). *Relationships ($C_u - w$) and ($C_u - s$) for remoulded clayey soils at high water content*. Rivista Italiana di Geotecnica, XVII(1), pp.38-41.

- Feuerharmel, C. (2005). *Estudo da Resistência ao Cisalhamento e da Condutividade Hidráulica de Solos Coluvionares não Saturados da Formação Serra Geral*. Dissertação de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Fredlund, D. G., Morgenstern N. R. (1977). *Stress State Variables for Unsaturated Soils*. Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol. 103, No. 5, pp.447-466.
- Fredlund, D., Rahardjo, H. (1993) *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. John Wiley & Sons, Inc., Nova Iorque.
- Fredlund, D. G., Xing, A. (1994) *Equations for the soil-water characteristic curve*. Canadian Geotechnical Journal, 31(3), 521-532.
- Gan, M., Fredlung, D., Rahardjo, H. (1988) *Determination of the Shear Strength Parameters of an Unsaturated Soil using the Direct Shear Test*. Canadian Geotechnical Journal, 25(3), pp. 500-510.
- GEG (2010). *EN 222 – Estabilização da Encosta Contígua à EN 222 ao km 132+200 (LD)*. Memória Descritiva e Justificativa. Gabinete de Estruturas e Geotecnia, Lda.
- GEG (2003). *Estabilização da Plataforma da Via em Aterro Instável entre o km 202+300 e o km 202+800*. Memória Descritiva e Justificativa. Gabinete de Estruturas e Geotecnia, Lda.
- Gerscovich, D. (2009) *Estabilidade de Taludes*. Departamento de Estruturas e Fundações, Universidade do Estado de Rio de Janeiro.
- Jones, G. (2013) *Uma Avaliação do Clima para a Região Demarcada do Douro: uma análise das condições do passado, presente e futuro para a produção do vinho*. ADVID, Peso da Régua.
- Koumoto, T., Houlsby, G. (2001). *Theory and practice of the fall cone test*. Géotechnique 51(8), pp. 701-712
- Lambe, T. W., Whitman, R. V. (1969). *Soil Mechanics*. p. 29, John Wiley and Sons, Inc., Nova Iorque.
- Lencastre, A., Franco F. M. (2010). *Lições de Hidrologia*. Fundação da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.
- Liu, J., Peng, L. (2008). Strength and yielding of unsaturated compacted Beijing – Kowloon railway embankment. In *Unsaturated Soils: Advances in Geo-Engineering*, pp.471-474, S.J. Wheeler – Editors, Londres
- Lu, N., Likos, W. (2004). *Unsaturated Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, Inc., New Jersey.
- Marinho, F. (2005). *Nature of Soil - Water Characteristic Curve for Plastic Soils*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 131, No 5, pp.654-661.
- Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios Fundamentais – Volume I*. FEUP edições, Porto.
- Matos Fernandes, M. (2011). *Introdução à Engenharia Geotécnica – Volume 2*. FEUP edições, Porto,
- Mercês de Melo, F. (2008). *Equação de Green-Ampt para a Infiltração da Água no Solo. Aproximações Numéricas para a Explicitação do Volume Infiltrado*. Revista das Ciências Agrárias, Vol. 31, No. 1, Lisboa.
- Morgadinho, M. (2010). *Dinâmica de Água no Solo e Consumo Hídrico na Agricultura: Um Estudo de Caso em Vinha na Região Demarcada do Douro*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro.

- Morgan, R., Rickson, R. (1995). *Slope Stabilization and Erosion Control: A Bioengineering Approach*. E & FN Spon, Londres.
- Nagaraj, T., Murthy, B., Vatsala A. (1994). *Analysis and prediction of soil behaviour*. Wiley Eastern Limited, India.
- O'Kelly, B. (2013). *Undrained Shear Strength – water content relationship for sewage sludge*. Geotechnical Engineering, Issue GE6, Vol. 166, pp.576-588.
- Oliveira, J. (2014). *Análise de Estabilidade de Taludes pelo Método de Sarma*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Pedrosa, A., Martins, M., Pedrosa, F. (2004a). *Processos de erosão acelerada. Região Demarcada do Douro: um património em risco*. Estudos & Documentos, Douro.
- Pedrosa, A., Martins, M. (2004b). *Precipitações extremas na Região Demarcada do Douro: consequências geo-ambientais*. Estudos & Documentos, Douro.
- Pereira, S. (2009). *Perigosidade a Movimentos de Vertente na Região Norte de Portugal*. Dissertação de Doutoramento. Faculdade de Letras da Universidade do Porto.
- Pereira, S., Bateira, C., Santos, M., Soares, L., Martins, L. (2010). *BDMV-N: Contributo para uma de base de dados de desastres naturais de origem hidro-geomorfológica em Portugal (Disaster)*. Atas do XII Colóquio Ibérico de Geografia, Porto.
- Ramalho, J. (2011) *Influência do Teor de Humidade dos Terrenos na Estabilidade de Encostas*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Ribeiro, J. A. (2009). *Douro – Estudos & Documentos Vol.10 – Caracterização genérica da região vinhateira do Alto Douro*. GEHVID, Porto.
- Russel, E., Mickle, J. (1970). *Liquid limite values by the soil moisture tension*. J. Soil Mech, Found, Div. Am. Society Civil Engineering, 96(3), pp. 967-989.
- Sharma, B., Bora, P. (2003). *Plastic Limit, Liquid Limit and Undrained Shear Strength of Soil – Reappraisal*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 129, No. 8, pp. 774-777.
- Skempton, A., Northey, R. (1953). *The sensitivity of clays*. Geotechnique, 3, pp. 30-53
- SUVIDUR. (2012). *Manual de Boas Práticas Vitícolas na Região Demarcada do Douro*. Programa Operacional de Cooperação Transfronteiriça Espanha – Portugal 2007-2013.
- Teixeira, I. (2009). *Influência da pluviometria em Taludes de Linhas Férreas*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Tomboy, O., Whenham, V., Vos, M., Charlier, R., Maertens, J., Verbrugge, J. (2008) Shear strength of unsaturated soil and its influence on slope stability. In *Unsaturated Soils: Advances in Geo-Engineering*, pp.471-474, S.J. Wheeler – Editors, Londres.
- Trauner, L., Dolinar, B., Misic, M. (2005). *Relationship between the Undrained Shear Strength, Water Content, and Mineralogical Properties of Fine-Grained Soils*. International Journal of Geomechanics, , No 5, pp.350-355.
- Wroth, C., Wood, D. (1978). *The correlation of index properties with some basic engineering properties of soils*. Canadian Geotechnical Journal, 15(2), pp.137-145
- Wroth, C. (1979). *Correlation of some engineering properties of soils*. 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 703-706, San Francisco.

Vanapalli, S. K., Fredlund D. G. (1995). *Predicting the shear strength function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve*. Proceedings of the First International Conference on Unsaturated Soils, vol. 1, pp. 63-70, Paris.

- [1] <http://expresso.sapo.pt/douropatrimonio-nas-ultimas-decadas-regiao-recebeu-milhoes-em-investimento-publico-e-privado=f693726> – Março de 2015
- [2] <http://www.ccr-norte.pt/investimento/2014-2020/312/comissao-europeia-aprova-norte-2020> – Março de 2015
- [3] <http://norte2020.pt/> – Março de 2015
- [4] http://www.dourovalley.eu/PageGen.aspx?WMCM_PaginaId=79537 – Março de 2015
- [5] www.ivdp.pt – Março 2015
- [6] <http://web.letras.up.pt/cbateira/paisagens%20de%20terra%C3%A7os%20no%20valeDouro.htm> – Março de 2015
- [7] www.museudodouro.pt – Março de 2015
- [8] <http://www.quintadovallado.com> – Março de 2015
- [9] <http://www.taylor.pt/> – Março de 2015
- [10] <https://www.ivdp.pt/pagina.asp?codPag=17> – Março de 2015
- [11] <http://www.sograpevinhos.com/> – Março de 2015
- [12] http://www.drapn.min-agricultura.pt/drapn/conteudos/fil_trab/Reestruturar%20a%20vinha%20na%20Regi%C3%A3o%20Demarcada%20do%20Douro.pdf – Abril de 2015
- [13] http://www.tankonyvtar.hu/hu/tartalom/tamop425/0032_talajtan/ch07s08.html - Março de 2015
- [14] <http://www.pofc.qren.pt/areas-do-competecoes-colectivas/os-projectos-em-que-apostamos/entity/%E2%80%9Cracionalizacao-da-vinha-cartografia-de-movimentos-de-vertente%E2%80%9D?fromlist=1> - Maio 2015
- [15] https://www.roscience.com/help/slide/webhelp/pdf_files/tutorials/Tutorial_03_Non_Circular_Surfaces.pdf – Maio de 2015
- [16] https://www.roscience.com/help/slide/webhelp/pdf_files/tutorials/Tutorial_09_Sensitivity_Analysis.pdf - Junho 2015

ANEXO A1

CURVAS CARACTERÍSTICAS DO SOLO APLICADAS NA SIMULAÇÃO

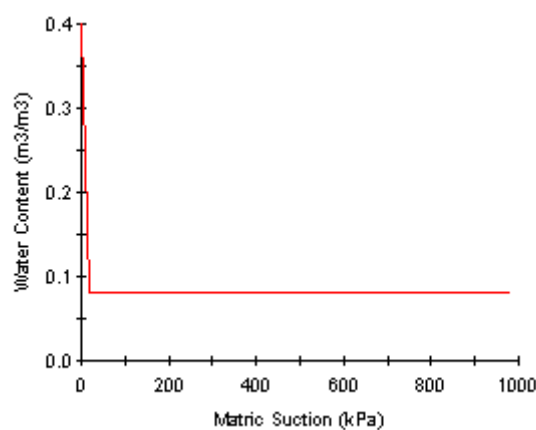


Fig. A.1.1 - Curva característica do solo adotada para ZG1

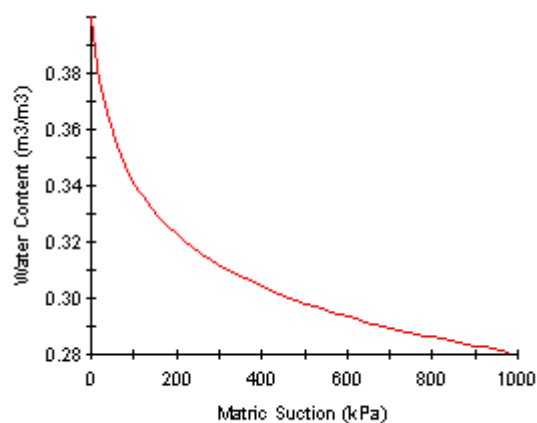


Fig. A.1.2 - Curva característica do solo adotada para ZG2 e ZG3

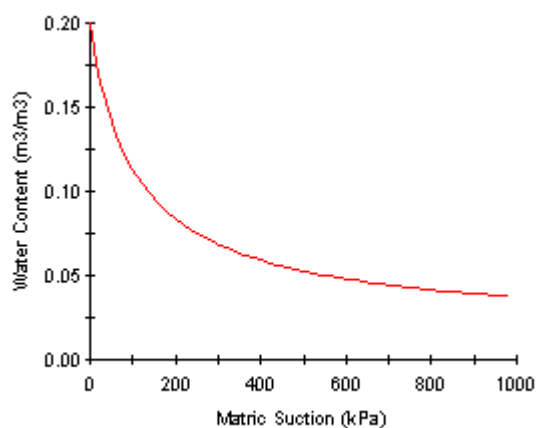
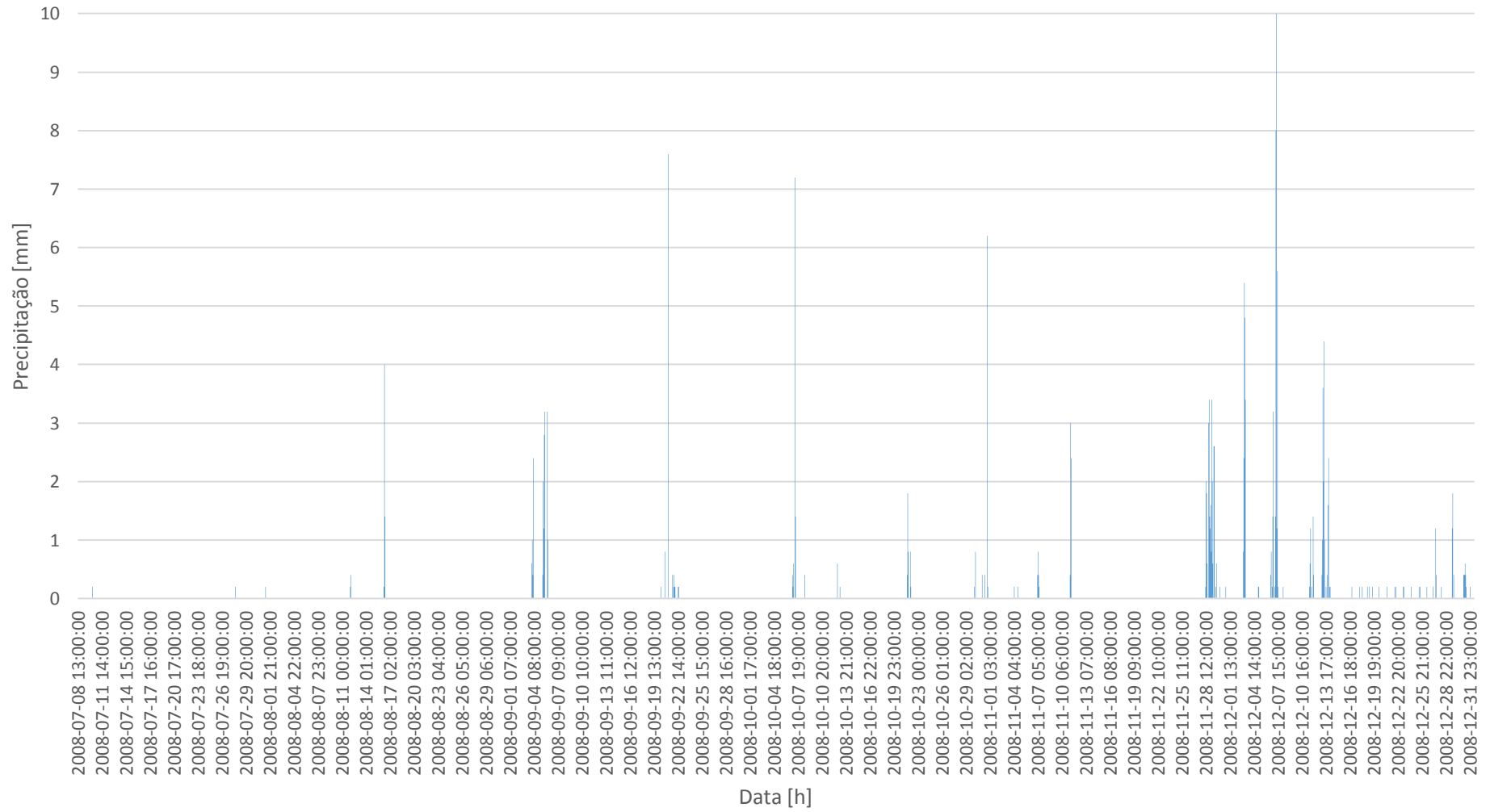


Fig. A.1.3 - Curva característica do solo adotada para ZG4

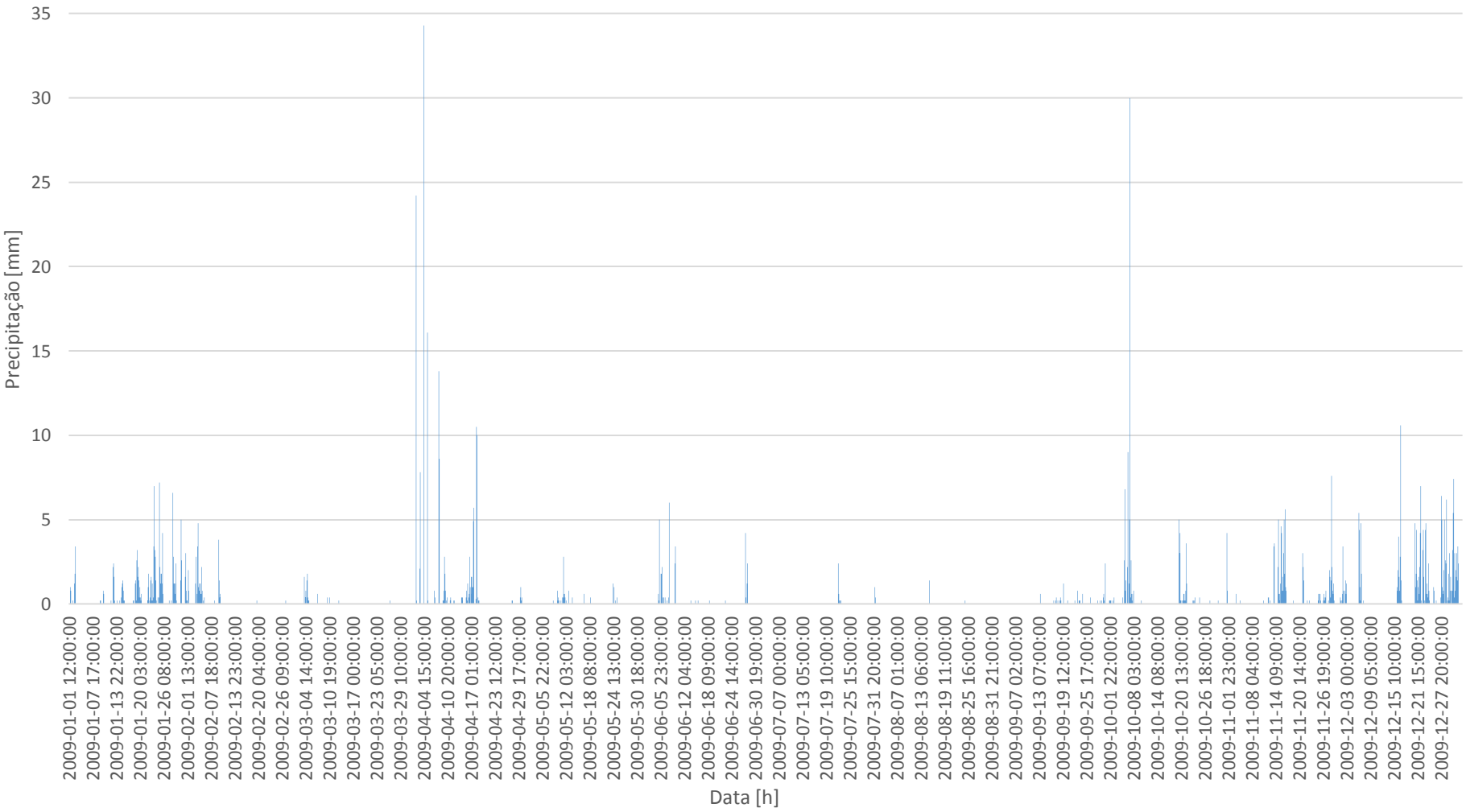
ANEXO A2

**REGISTOS PLUVIOMÉTRICOS DA ESTAÇÃO METEOROLÓGICA DA QUINTA
DO NOVAL**

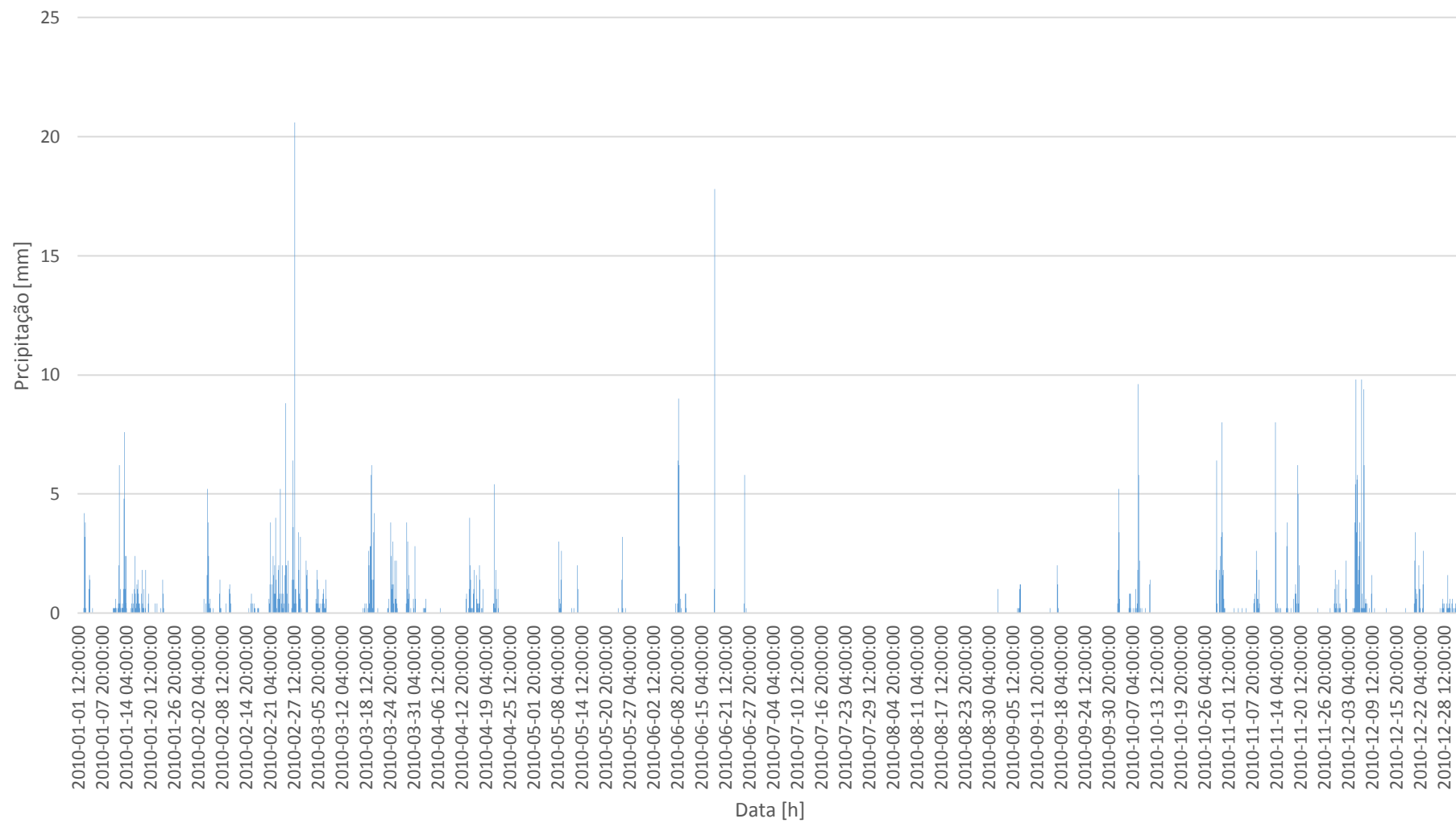
Ano 2008 (a partir de Julho)



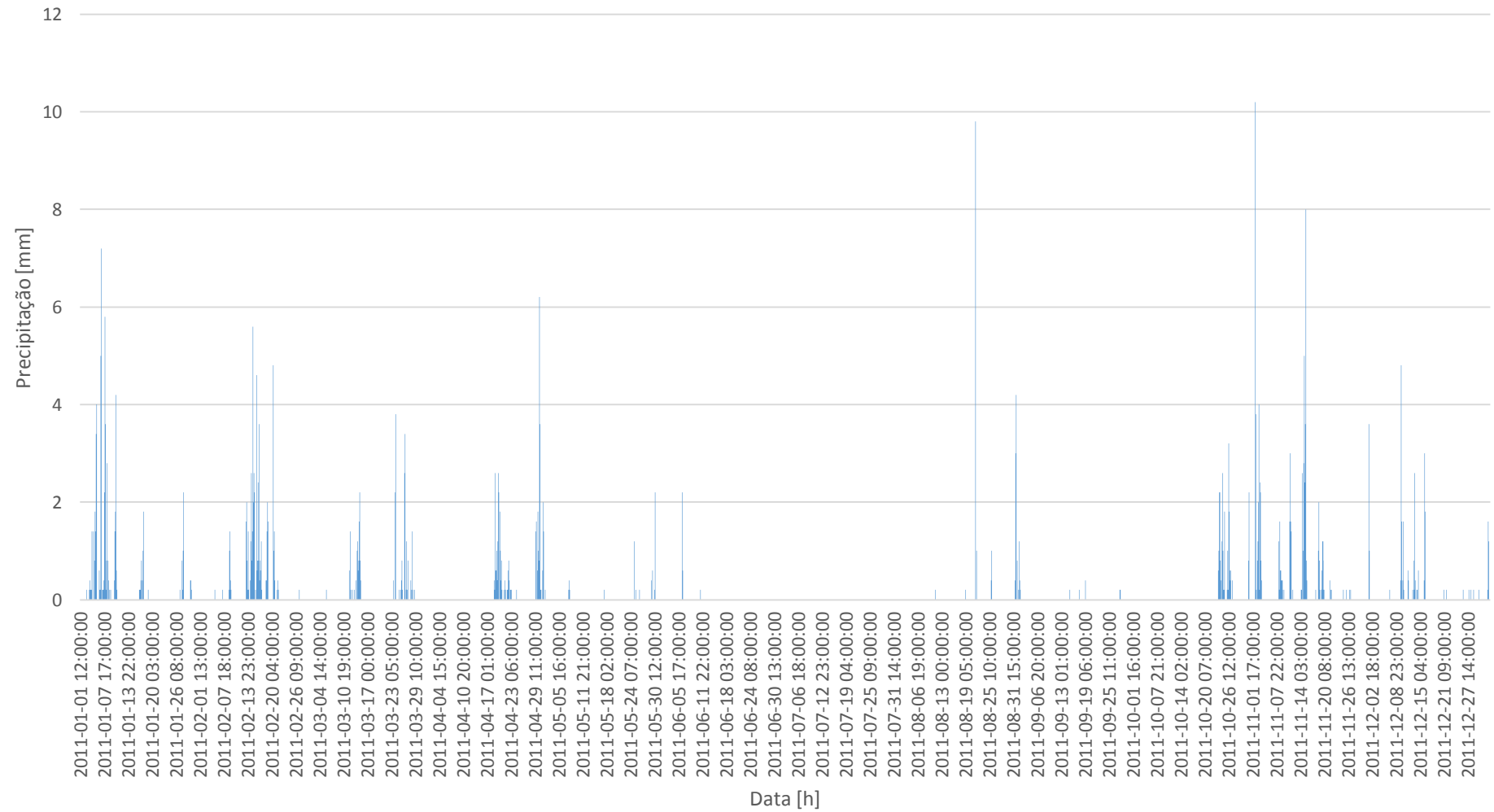
Ano 2009



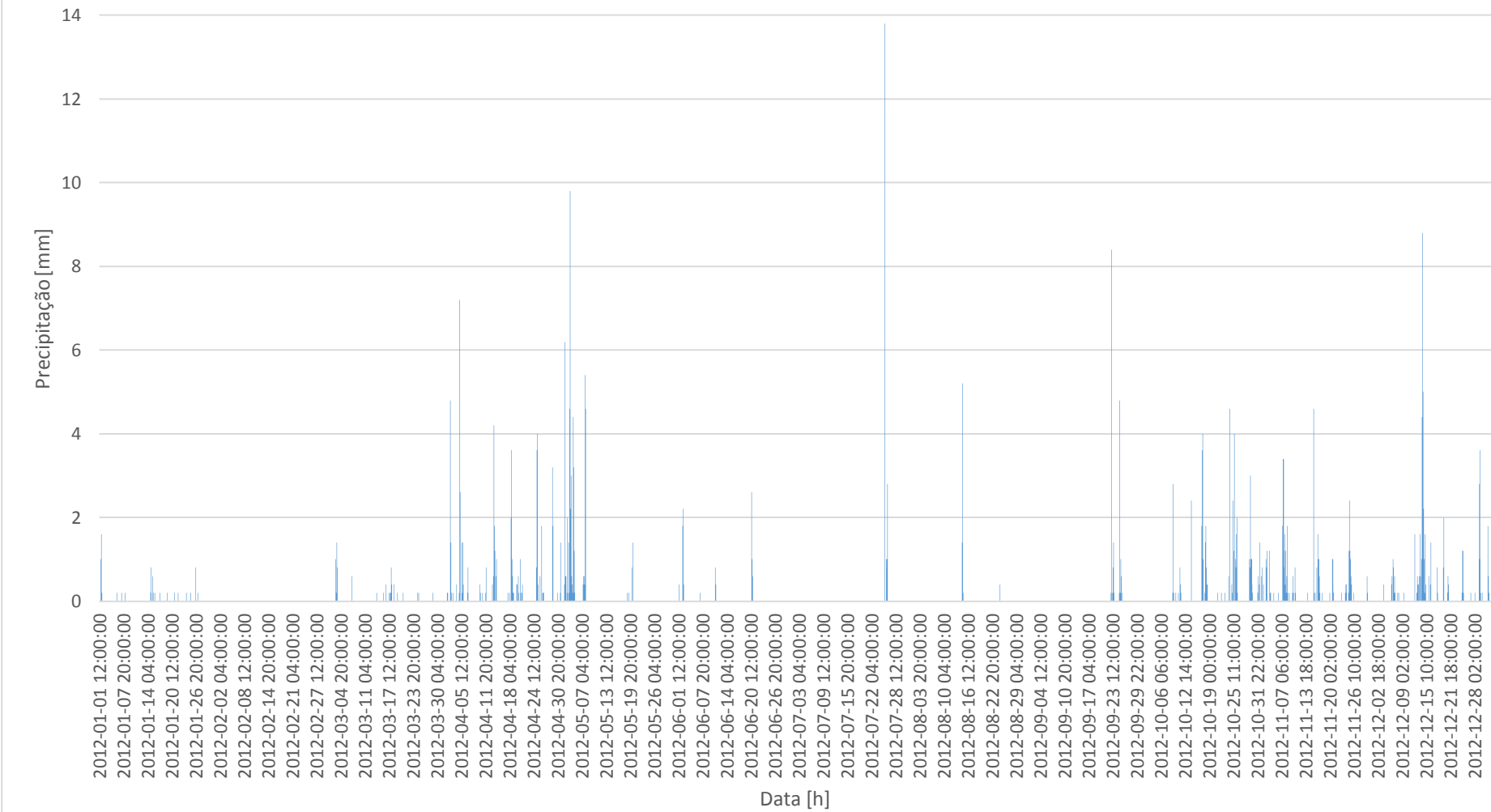
Ano 2010



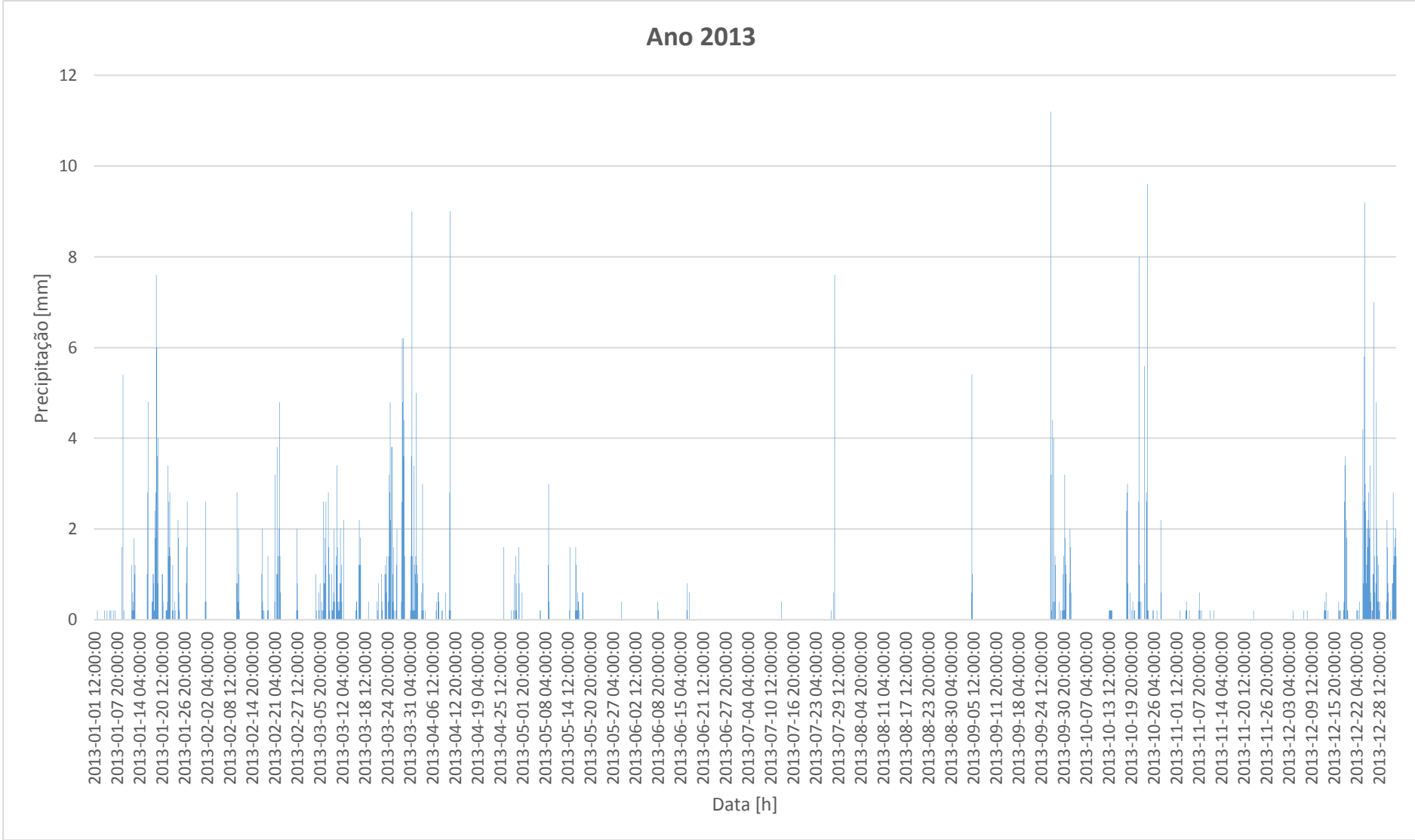
Ano 2011



Ano 2012



Ano 2013



Ano 2014

